



M Ű E G Y E T E M 1 7 8 2

BUDAPESTI MŰSZAKI ÉS GAZDASÁGTUDOMÁNYI EGYETEM
HIDAK ÉS SZERKEZETEK TANSZÉK

TDK Dolgozat

Különböző csomóponti numerikus modellek hatása egyszerű
előregyártott vasbeton keretváz igénybevételeire

Készítették: Bogár Blanka: J3CXNL

Blázsán Dániel: KUHM6G

Konzulensek: Roszevák Zsolt

2019.10.28.

Tartalomjegyzék

1. Az előregyártott szerkezetek általános bemutatása	1
1.1. Bevezetés.....	1
1.2. Az előregyártás előnyei	2
1.3. Az előregyártás hátrányai.....	2
1.4. Az előregyártott szerkezetek erőtani számítása.....	3
1.5. Alkalmazási területek magasépítésben.....	3
1.6. Magasépítésben alkalmazott előregyártott vasbeton elemek.....	3
1.7. Az előregyártott elemek kapcsolatai.....	5
2. Hazánkban lévő gyártók és termékeik	6
2.1. SW Umwelttechnik.....	6
2.2. ASA Építőipari Kft.	9
2.3. Ferrobeton Zrt.....	10
2.4. Altan Beton Hungária Kft.	12
3. Az előregyártott magasépítési szerkezetekben alkalmazott anyagok ismertetése	12
3.1. Gyártók kitöltő betonjai/habarcsai	13
4. Feladat bemutatása	15
4.1. A keretállás kialakítása.....	16
5. Csomópontok méretezése	17
5.1. Kehelyalpozás méretezése	17
5.2. Oszlop-gerenda kapcsolatának méretezése.....	18
6. A nemlineáris modellekben alkalmazott anyagmodellek	18
6.1. Beton „3D Nonlinear Cementitious 2”	18
6.2. Betonacél (Reinforcement)	19
6.3. Betonacél és beton kapcsolata (Reinforcement Bond Material)	20
6.4. Lineárisan rugalmas (3D Elastic Isotropic)	20
6.5. Saru anyagmodellje.....	21
6.6. Tüske anyagmodellje	22
6.7. Felületek kapcsolata (3D Interface).....	22
6.8. „3D Interface” anyagmodell bemutatása.....	23
7. A kehelyalpozás csomópontjának bemutatása	25
7.1. A numerikus ATENA modellek.....	26
7.2. Geometriai jellemzők.....	26
7.3. Terhek és megtámasztások.....	29
7.4. A végeelem háló	30
8. A kehelyalpozási csomópont numerikus vizsgálatainak eredményei	31

8.1. Az AxisVM-ben kapott vízszintes eltolódással terhelt modellek	31
8.2. A vízszintes eltolódás határértékeivel terhelt modellek	35
8.3. A két program közötti eltérések	39
8.4. Az egyes szerkezeti elemek jellemző deformációi igénybevételei.....	39
8.5. A futtatások során felmerülő problémák, következtetések	43
9. Oszlop-gerenda csomópontjának bemutatása	45
9.1. Atena numerikus modellek	45
9.2. A modellek geometriai jellemzői	46
9.3. Terhek és megtámasztások.....	47
9.4. A numerikus modellek futtatása.....	49
9.5. Végeselem háló.....	49
10. Az oszlop-gerenda csomópont numerikus vizsgálatának eredményei	50
10.1. Erő elmozdulás a második verzióban	52
10.2. Tüske igénybevételei, és átmérőjének hatása a kapcsolat viselkedésére.....	53
11. Összefoglalás és konklúzió	66
12. Nehézségek a feladat során	67
13. További kutatási lehetőségek, a modell fejlesztése	67
14. Köszönetnyilvánítás	68
15. Felhasznált irodalom	68
16. Mellékletek.....	69

1. Az előregyártott szerkezetek általános bemutatása

1.1. Bevezetés

Előregyártott beton, vasbeton, vagy feszített beton szerkezetnek tekinthetők az épületeknek, mélyépítési, vízépítési vagy közlekedésépítési létesítményeknek azok a szerkezeti részei, amelyeket gyárban, telepített üzemben, vagy az építkezés helyszínén állítanak elő és amelyeket a beton részleges, vagy teljes megszilárdulása után építenek be végleges rendeltetési helyükre. Az előregyártás Magyarországon a II. világháború után indult jelentős fejlődésnek, amikor a nagy építési feladatokat kellett megoldani viszonylag rövid idő alatt, ugyanakkor az építőanyagok (fa, acél) szűkében volt az ország. Kezdetben a helyszínen történő előregyártással az állványozási és zsaluzási anyagok terén jelentős megtakarítás volt elérhető. Ma az előregyártás fontos iparággá fejlődött, a magas-, mély- és közlekedésépítés területén egyaránt megtalálható.

A magyarországi előre gyártott elemválasztéka:

- Csarnokvázak
- Többszintes épületvázak
- Sík födempallók
- Bordás tetőpanelok
- Födémgerendák
- Monolit és feszített hídgerendák
- Közmű- és mélyépítési elemek (csövek, mederelemek, csatornák, cölöpök)
- Közlekedésépítési termékek (vasúti vasbeton keresztaljak, villamosvasúti pályaelemek, metrótübbingek, elektromos távvezeték és világítási oszlopok)
- Egyedi nagy fesztávú közúti hidak helyszínén előregyártott, szekrénykeresztmetszetű elemekből összefesztve, valamint alépitményi elemek

E térhódításnak az az oka, hogy az előregyártás módot nyújt a gyors átfutási idejű, kis élómunka igényű, szerelőjelleű, jó minőségű munka végzésére. Magyarországon több olyan előregyártó üzem található, melyek minden szakiránynak megfelelő előregyártott vasbetonelemeket gyártanak. Ezek között található teljes egészében magyar eredetű, és külföldi cég leányvállalataként működő cégek egyaránt. Ezen cégek növekedése is jól mutatja az előregyártott szerkezetek terjedését, folyamatos térnyerését. A TDK munkánkban a magasépítési szerkezetekkel fogunk foglalkozni, így a továbbiakban az iparág csak ezen részével kívánunk foglalkozni. Az előregyártás a kezdetektől egészen sokáig tipizált szerkezeti elemek gyártását, és azokból alkotott épületeket jelentettek. Manapság az egyre növekvő igények miatt, mint például az egyes iparágakra (pl. autógyártás) szabott csarnokok már szinte minden egyes épület egyedi, még az előregyártott vasbeton elemekből épülő épületek is. Az egyes gyártók minden igényt kielégítően tervezik, gyártják és építik ezeket az épületeket. A különböző technológiák fejlődése szintén elősegítette az iparág fejlődését.

Ma már előregyártó üzemekben olyan szilárdságú anyagokat alkalmaznak, mely néhány tíz évvel ezelőtt elképzelhetetlennek tűnt. Igen nagyszilárdságú betonokat, betonacélokat, és feszítőpáaszmaakat alkalmaznak, melyekkel filigrán szerkezeti elemek gyártását tudják elérni, mely nem csak statikai szempontból fontos, hanem számos más előnye is van. Mivel az egyes szerkezeti elemek egyre kisebb keresztmetszetűek, így a mozgatásuk, szállításuk, és a végleges helyükre való beemelés is könnyebb és gazdaságosabb. A fejlődésnek köszönhető az is, hogy manapság akkora szerkezeteket gyártanak, ami más betonozási módszerrel nem lenne elérhető. Számos példát láthatunk az iparban ilyen szerkezetekre, mint például 30 méter feletti feszítávolságú főtartók gyártása, vagy olyan karcsú oszlopok beépítése, amit egy monolit szerkezet esetében nem lehetne kellő biztonsággal megépíteni.

1.2. Az előregyártás előnyei

Az előregyártó üzemekben sokkal jobb és egyenletesebb minőséget tudnak elérni, mint a monolitikusan épülő szerkezetek esetében. A beton bevibrálását jellemzően rázóasztallal végzik ellentétben a monolit szerkezeteknél használt vibrátorokkal. Emellett az üzemekben nagyobb szilárdságú betonokat alkalmaznak, mint a monolit szerkezetek esetében. Monolit betonozásnál csak nagyon ritkán építenek ilyen szilárdságú betonokat (pl. C50/60). Ez az oka annak, hogy ezek a szerkezeti elemek jellemzően kisebb keresztmetszettel rendelkeznek, mint a monolit elemek. Továbbá a magasépítési szerkezetekben, azon belül is főtartóknál a legtöbb esetben feszítést alkalmaznak, mely segítségével a gerenda nagyobb nyomatókat képes elviselni. Ezt a nagyszilárdságú feszítőpáaszma segítségével érik el. Monolit szerkezetek esetén is készítenek feszített szerkezeteket (jellemzően födémekeket), de ezek a szerkezetek sokkal drágábbak, mint a gyárban készült előfeszített szerkezeti elemek. Az előregyártás előnyei közé tartozik még, hogy sok zsaluzási, állványozási munka spórolható meg. Az előregyártó üzemekben alkalmazott sablonok sokszor használhatók és könnyen alakíthatók, így gazdaságossá téve a gyártást. Magyarországon az időjárási körülmények erősen befolyásolják a betonozásra alkalmas feltételeket. Az üzemekben az év egészében olyan környezet biztosítható mely lehetővé teszi a betonozást, így a téli hidegben sem áll le a gyártás és az építkezések sem. Valamint az előregyártással nagyon nagy élőmunka igény spórolható meg, ami a mai munkaerőhiányos időszakban igen fontos szempont lehet egy épület tervezése során. Az előregyártás során nagy méretpontosság érhető el, melyet meg is követel a szakág, hiszen nagy mérettűrés esetén nem lehetne egymáshoz kapcsolni az egyes elemeket.

1.3. Az előregyártás hátrányai

Az előregyártott szerkezetek esetén a gyártási és szerelési folyamatok bonyolultsági foka nagyobb, mint monolit szerkezetek esetében. Mivel a legtöbb esetben nagy elemeket kell szállítani és az építkezés helyszínén a helyükre emelni, ezért nagy a gépigénye egy ilyen módszerrel készülő épületnek. Az egyes csomópontok és kapcsolatok sokkal munkaigényesebbek a tervezés során, hiszen a legyártott elemeknek pontosan illeszkednie kell egymáshoz.

Előregyártott szerkezetek esetében nincs, vagy csak kis mértékben van lehetőség az építés közbeni változtatásokra, így a tervezés során elkövetett hibák semmilyen mértékben nem tolerálhatók. Sok esetben 1-2 cm-es eltérés is jelentős gondot tud jelenteni.

1.4. Az előregyártott szerkezetek erőtani számítása

Az előregyártott elemekből létesített épületeknek, hidaknak, vízepítési létesítményeknek végleges állapotukban meg kell felelniük mindazoknak a teherbírási, állékonysági, tartóssági és használhatósági követelményeknek, amelyek a monolit szerkezetekre vonatkoznak. Ezen túlmenően az előregyártásos építési módszerből számos olyan többletkövetelmény, illetve erőjátékbeli sajátosság származik, amely külön vizsgálatot igényel. Így ellenőrizni kell az elemeket az átmeneti állapotokban, azaz a sablonból való kiemeléskor, a feszítőerő ráengedésekor, emeléskor, a szállítás és beszerelés állapotában. A statikai modell általában ilyenkor különbözik a végleges állapothoz tartozó modelltól, másrészt a beton szilárdsága nem éri el a 28 napos értéket.

1.5. Alkalmazási területek magasépítésben

Az épületek számos területén alkalmazhatók előregyártott szerkezetek. Manapság a legelterjedtebb ága az ipari csarnokok építése, ahol a nagy fesztávok közbenső alátámasztó szerkezet közbeiktatása nélkül meglehetősen fontosak. Ezenkívül alkalmazzák még szállodák, kórházak, stadionok és egyéb ipari létesítmények tartószerkezeteként, továbbá különféle födémek készítésére, melyek az egészen kicsitől az igazán nagy épületekig alkalmazhatók a fesztáv és a terhelés függvényében. Számos példát láthatunk arra is, hogy egy monolitikusan épülő épület egyes elemeit előregyártott elemekkel egészítik ki, mint például a lépcsőházak lépcsőkarjai.

1.6. Magasépítésben alkalmazott előregyártott vasbeton elemek

1.6.1. Alapozási szerkezetek

Előregyártott alapozási szerkezetként leggyakrabban oszlopok fogadására szolgáló kehelyalapokat készítenek. Léteznek olyan kehelyalapok melyeknél az alaplemez és a kehelynyak is előregyártott, de hazánkban elterjedtebb, az a megoldás, amikor az alaplemez egy monolit vasalt lemez, a kehelynyak pedig előregyártott. Gyártótól függően készülnek kerek, és négyzet alakú kehelynyakak is erre láthatunk példákat az 1. ábrán.



1. ábra: Az említett kehelyalapozási fajták: kehelynyak egyben az alaplemezzel előregyártva, előregyártott kehelynyak monolit alaplemezzel négyzet illetve kerek kivitelben [24], [25],[26]

1.6.2. Függőleges teherhordó szerkezetek

Függőleges teherhordó szerkezetként alkalmazhatók falak illetve oszlopok. Hazánkban előregyártott szerkezetek esetében általában oszlopokat alkalmazunk. Ezek az oszlopok jellemzően négyzög vagy kör keresztmetszetűek, a rajta elhelyezett rövidkonzolok szolgálnak a becsatlakozó gerendák fogadására, illetve a tetején általában valamilyen villás megtámasztás kerül kialakításra (melynek geometriája a gyártótól függő) a gerenda fogadására.



2. ábra: Előregyártott oszlopok, illetve falak építés közben [26], [27]

1.6.3. Vízszintes teherhordó szerkezetek

Vízszintes teherhordó szerkezetként alkalmazhatunk különböző gerendákat, vagy födémek esetén födémelemeket (gerendákat, pallókat). Mindkét esetben lehet feszített vagy nem feszített szerkezet.



3. ábra: Különböző előregyártott födémpanelek, feszített vasbeton főtartó gerendák építés közbeni állapotban [24], [26], [27]

1.6.4. Egyéb szerkezetek

Az említett szerkezeti elemeken kívül alkalmaznak még lépcsőket, stadionokban lelátókat, kéregpaneleket, stb.



4. ábra: Egyéb előregyártott vasbeton elemek [25], [26]

1.7. Az előregyártott elemek kapcsolatai

Az egyes elemek között létrejövő kapcsolat nagyban befolyásolja az épület teherbírását, merevségét, és egyéb használati tulajdonságokat. Az előregyártott vasbeton szerkezetektől megkívánjuk, hogy kapcsolataik teherbírása egyenértékű legyen a becsatlakozó elemek teherbírásával. A kapcsolatok képesek legyenek a számításokban kapott igénybevételek felvételére, a szabványban előírt maximális elmozdulás mellett (ennél szigorúbb korlátok is adódhatnak egyes épületek esetében). Továbbá a kapcsolat tegyen lehetővé minden olyan elmozdulást, amely a szerkezet a terv szerinti erőjáték biztosításához szükséges (csuklós esetben képes legyen elfordulni), ugyanakkor akadályozzon meg minden olyan elmozdulást, amely a szerkezet állékonyságát veszélyeztetné (pl. az egyes elemek egymásról való lecsúszása, lebillenése, stb.). További követelmény, hogy a csomópontok alkalmasak legyenek a méreteltérések (ebben az esetben nagyon kicsik lehetnek) kiegyenlítésére, amelyek a gyártásnál, elhelyezésénél az alkalmazott technológia mellett várhatóak. Cél ezen kívül, hogy az emelőszerkezet gyorsan felszabaduljon, így újabb elemet emeljen a helyére, ezért fontos, hogy az egyes elemek elhelyezése után a kapcsolatok képesek legyenek a szerkezet önsúlyából és szerelési teherből adódó terheket elviselni.

1.7.1. Kapcsolatok fajtái

- Felfekvéses kapcsolatok
- Fogazott kapcsolatok
- Ragasztott kapcsolatok
- Vasalt betonkapcsolatok
- Átfogásos toldással kialakított kapcsolatok
- Hurkos kapcsolatok
- Csavarozott kapcsolatok

TDK munkánkban két különböző fajta kapcsolatot vizsgálunk, egy fogazott és egy felfekvéses kapcsolatot.

2. Hazánkban lévő gyártók és termékeik

Mind a nemzetközi piacon mind Magyarországon több cég foglalkozik előregyártott szerkezetek gyártásával, szerelésével. A legtöbb cég igyekszik az építőipar minden szegmensét kiszolgálni termékeivel, de jelen TDK munkában kizárólag a magasépítési szerkezetekkel foglalkozunk. Ezen cégek a gyártáson kívül szinte kivétel nélkül saját termékeik tervezését is végzik, illetve más tartószerkezet tervezéssel foglalkozó vállalkozással együttműködve készítik el terveiket. Régebben az egyes gyárak elemei nagymértékben eltértek egymástól, manapság ez már nem jellemző. Kismértékű eltérés természetesen még mindig tapasztalható, ez az oka annak is, hogy a gyártók saját tervező csapattal készítik az egyedi gyártmányterveket. Ezek az eltérések általában az alkalmazott sablon (zsaluzat) kialakításában lévő különbségek miatt vannak. Továbbiakban a három legnagyobb magyarországi gyártó számunkra is elérhető adataira hagyatkozunk.

Ezen gyártók: SW Umwelttechnik (továbbiakban: SW)

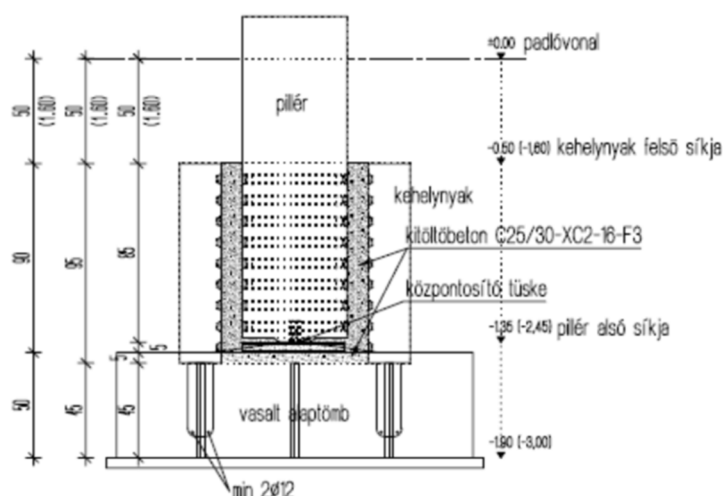
ASA Építőipari Kft. (továbbiakban: ASA)

Ferrobeton Zrt. (továbbiakban: Ferrobeton)

A TDK munkánkban egy előregyártott elemekből készülő csarnok keret kapcsolatait vizsgáljuk, ezért csak a kapcsolatokba befutó elemeket kívánjuk bemutatni az egyes gyártók termékei közül.

2.1. SW Umwelttechnik

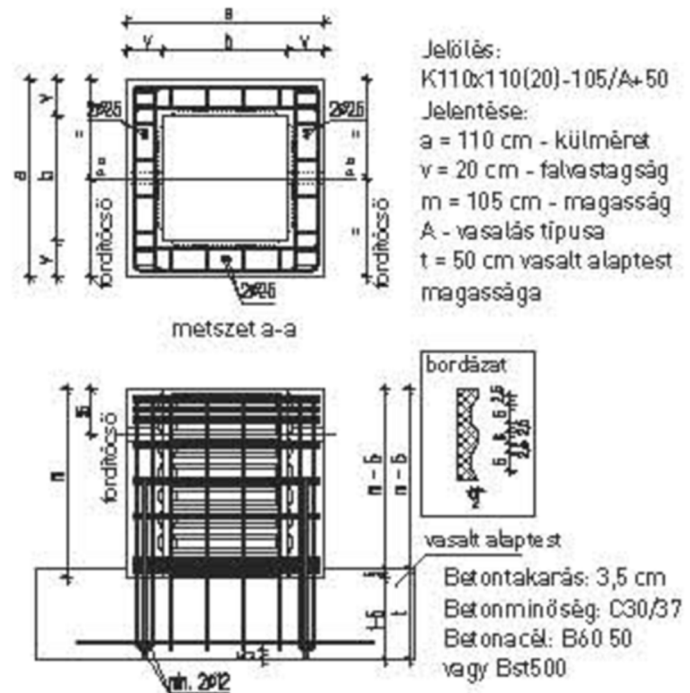
Az SW Umwelttechnik honlapján látható, hogy a vállalat által forgalmazott kehelynyakak kétféle méretben érhetők el: 110x110 és 140x140 cm külmérettel. Mindegyik esetben négyféle magasságban alkalmazhatók, a 110x110-esek magasságai lehetnek 85, 95, 105 és 115 cm; a 140x140-esek magasságai pedig az alábbiak: 95, 105, 115 és 125 cm. Továbbá mindkét méretű kehelynyaknak három altípusa van a vasalat alapján, így lehetnek ezek A, B vagy C típusúak.



5. ábra: Az SW által gyártott kehelyalap részeinek megnevezése [6]

A 6. ábra az SW Umwelttechnik honlapján található, mely bemutatja az alkalmazott kialakítást, továbbá leolvashatók róla a beton- és betonacél minőségek, illetve a betontakarás.

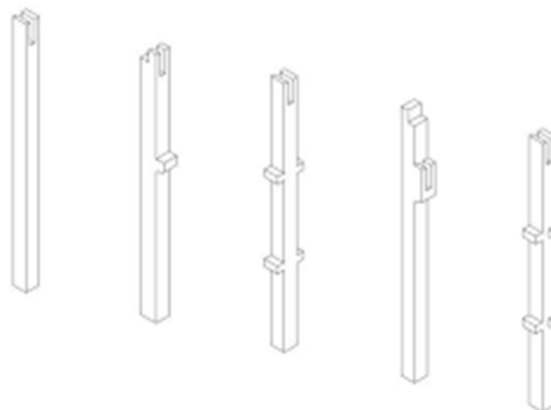
Ugyanitt megtalálható egy határteherbírési adatokat tartalmazó táblázat, mely a nyak méretei és vasalási típus alapján határozza meg a teherbírás értékét.



6. ábra: Az SW által alkalmazott kialakítás

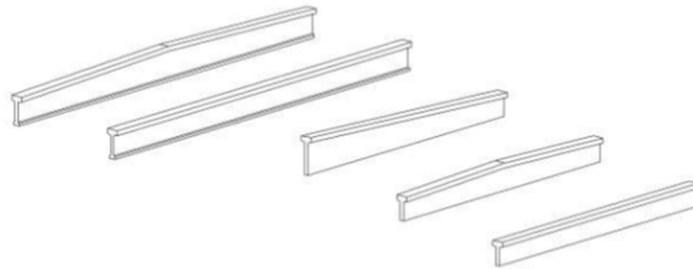
Az SW magyarországi gyáraiban sokféle pillért gyártanak. Ezen pillérek kivétel nélkül bordázott véggel készülnek a kehelynyak csatlakozás miatt (a kehelynyak is bordázott, ezzel biztosítva az együtdolgozást, lásd 7. ábra). A pillérek tetejének kialakítása sokféle lehet. A pillérek keresztmetszetét az egyedi terhelések és statikai váz alapján kell felvenni, figyelembe véve a szállítási és beépítési igénybevételeket is. Készülhetnek egy vagy többszintes változatban, villás és konzolos kialakítással. A merevítésekhez és csatlakozó szerkezetekhez (előtető, darupálya, stb.) beépített acél csomólemezek elhelyezhetőek.

Pillérkeresztmetszetek: 30x30cm, 30x40, 40x40, 40x50, 50x50, 50x60, 60x60, nagy terhelésű és magasságú elemeknél lehet nagyobb keresztmetszetet készíteni.

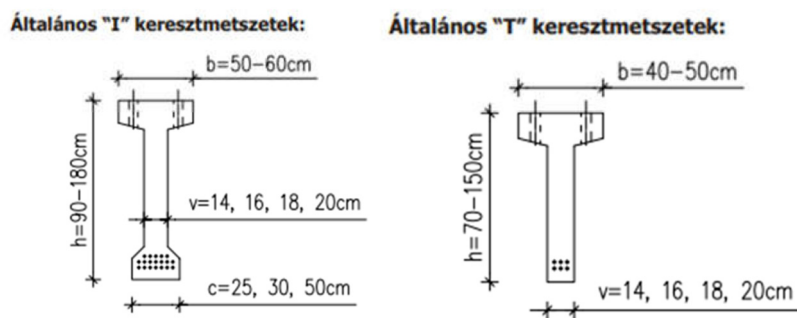


7. ábra: Tipikus oszlopvég kialakítása: SW [24]

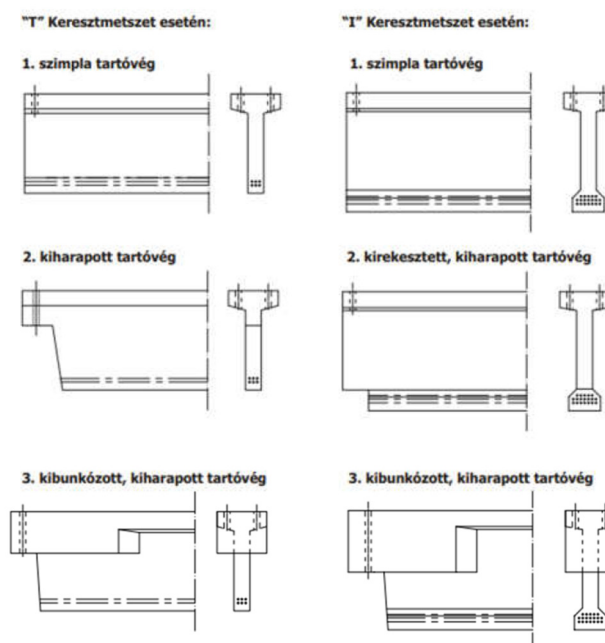
Ez a gyártó mindenféle csarnokokhoz gyárt gerendát, legyen az rövid vagy hosszú főtartós, egy- vagy többhajós, stb. Az előregyártott vasbeton főtartók (jelenleg csak a főtartókkal foglalkozunk) keresztmetszetét a mértékadó igénybevételek és az előregyártó sablonparkja szabja meg. Készülhetnek párhuzamos övvel vagy kétirányú 3%-os lejtésű gerinccel, keresztmetszetük T, vagy I profil. A főtartók hossza 36 méterig terjedhet. A tartók végkialakítása is többféle lehet. Mind a T, mind az I keresztmetszetű tartók esetében lehetőség van szimpla, kiharapott, kibunkózott tartóvég kialakítására is.



8. ábra: Főtartó kialakítások: SW [24]



9. ábra: Főtartó keresztmetszeti kialakításai: SW [24]



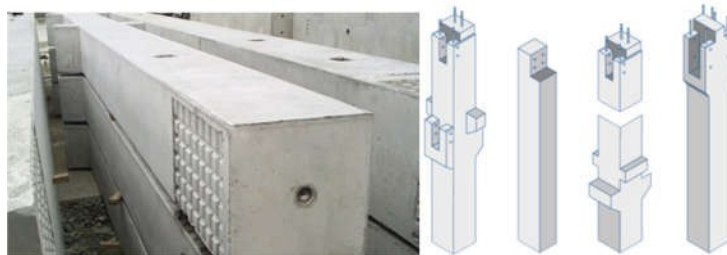
10. ábra: Főtartó végkialakítások: SW [24]

2.2. ASA Építőipari Kft.

Az ASA előregyártott kehelynyakait a többi gyártóhoz hasonlóan 5cm mélységig a monolitikusan készülő alaplemezbe kell süllyeszteni, ahol az együttdolgozást a belőle kiálló betonacélok biztosítják. A pillér befogott része és a kehelynyak belső oldala is bordázott, így megbízható kapcsolat jön létre a pillér és a kehelynyak között is. A kehelynyak magassága és falvastagsága a terhelés függvényében méretezendő. A pillér kerülete mentén a megfelelő kiönthetőség érdekében min. 10 cm elhelyezési hézagot kell biztosítani, de számos példát láthatunk, amikor ez a hézag sokkal nagyobb.

Kehelynyakak esetében alkalmazott betonminőség: C30/37, C40/50, C50/60 a környezeti kitéti osztálynak és a teherbírási követelményeknek megfelelően.

Ez a gyártó esetében is elmondható, hogy a pillérek vége bordázott a kehelynyakak csatlakozásánál. Az előregyártott pillér készülhet egy- vagy többszintes változatban. A pillérfej és a konzolok kialakítása változatos, egyedi igényeknek megfelelően alakítható a gerendák fogadására. A pillérfej lehet kiszélesedő, villás, kétvillás és vegyes villás is. A konzol az egyszerű négyszög mellett lehet tányérkonzol vagy zsebes kialakítású, különböző méreteken, a terhelésnek megfelelően. A gyártás során lehetőség van a pillérekhez kapcsolódó egyéb szerkezetek (monolit falak, előtető, stb.) csatlakozásához szükséges szerelvények, acéllemezek és villámvédelem elhelyezésére.



11. ábra: Tipikus oszlopvég kialakítása: ASA [25]

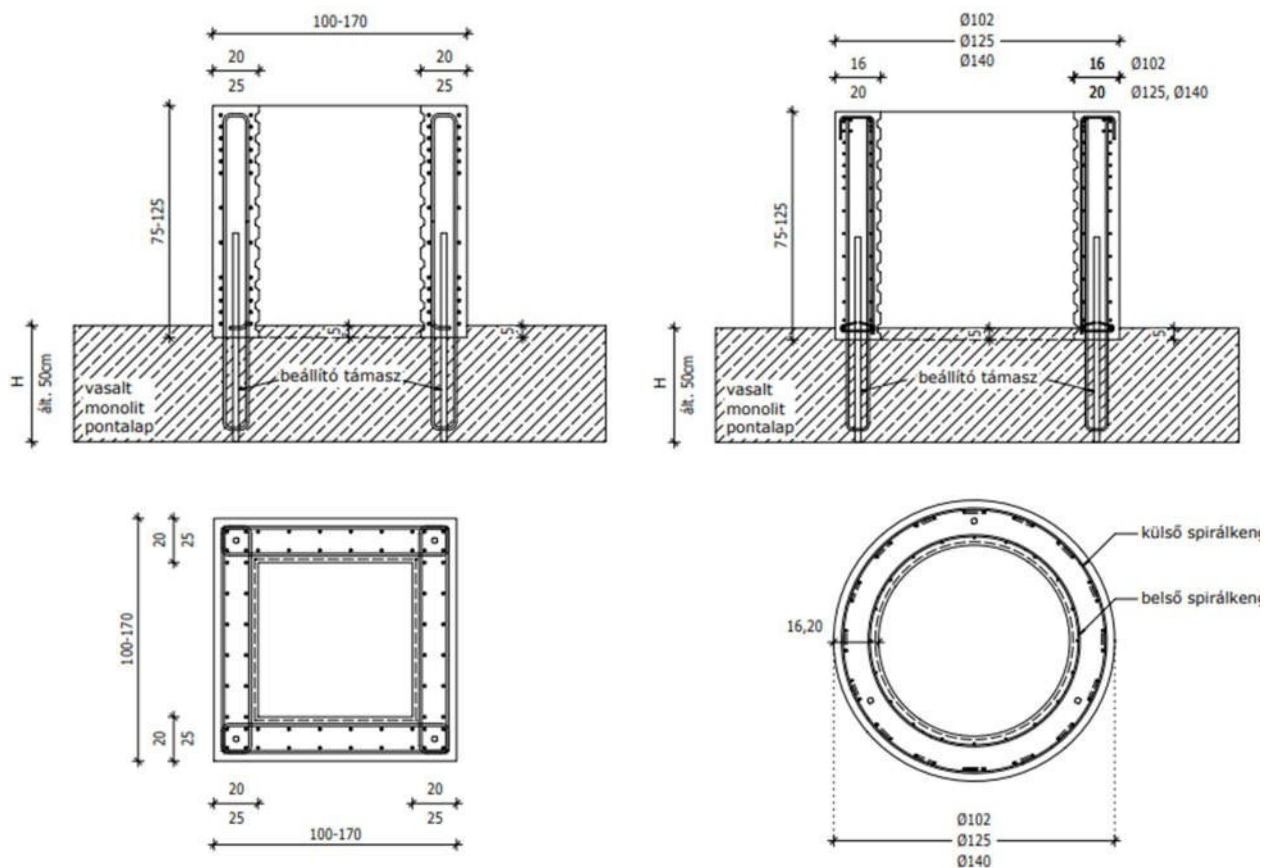
A főtartók ennél a gyártónál készülhetnek lágy vasalással és feszített kivitelben az adott terhelés és feszítáv függvényében. Készülhetnek szegmens 3%-os lejtéssel egy vagy két irányban és párhuzamos övvel I, T, IT, trapéz vagy négyszög keresztmetszettel. Maximális gerendahossz 1 elemből gyártva 38 m, több elemből gyártva, utófeszítve 50 m. A tartók gerincében a húzott vasalás felett különböző formájú és méretű áttörések alakíthatók ki. A lyukak méretét a gerincvastagság, a tartó magassága és a terhelés határozza meg. Ez a gyártó is képes a tartó végét különbözőképpen kialakítani. Láthatunk példákat szimpla, kiharapott és kibunkózott tartóvég kialakításra is.



12. ábra: Néhány főtartó és egy elkészült gerenda szállítás közben: ASA [25]

2.3. Ferrobeton Zrt.

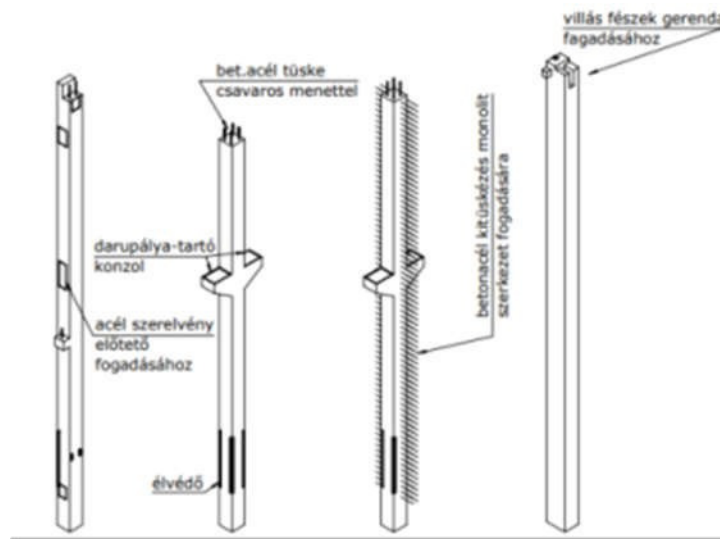
A Ferrobeton által forgalmazott alapozási elemek között fellelhető kör alakú és szögletes kehelynyak is. Az alkalmazható betonminőség mindkét esetben C30/37-16/20, illetve a vasalathoz használt betonacél B500B osztályú. A betontakarás szögletes kehelynyak esetén 3,5 cm, ahogy a kör alakú kehelynyak külső felületén is, azonban a belső felületén csupán 1,5 cm az alkalmazott betontakarás. A szabványos elemek 30x30 – 60x60-as oszlopok fogadására alkalmasak. Az előregyártott kehelynyakakat a helyszíni pontalap betonozása előtt kell elhelyezni. A kehelynyakak beépítésekor az előregyártott részből 5 cm a helyszíni betonba ágyazódjon be. A teherbírás növelése érdekében a kehelynyakak belső része és a kehelybe kerülő pillér alsó szakasza (a kehelynyakba kerülő részen) is vízszintesen bordázott. A 13. ábrán látható a szögletes és kör alakú kehelynyak kialakítása, méretei és vasalása. A <https://ferrobeton.hu/> oldalon további információkat kaphatunk a kör alakú kehelynyakak teherbírásáról. A tervezési segédletben megtalálható a D102 – D125 – D140 kehelynyak nyomatéki teherbírása a magasságtól függően, illetve a lekötő vasak nyomatéki teherbírása a normálerőtől függően.



13. ábra: Ferrobeton által gyártott kehelynyakak [14] [15]

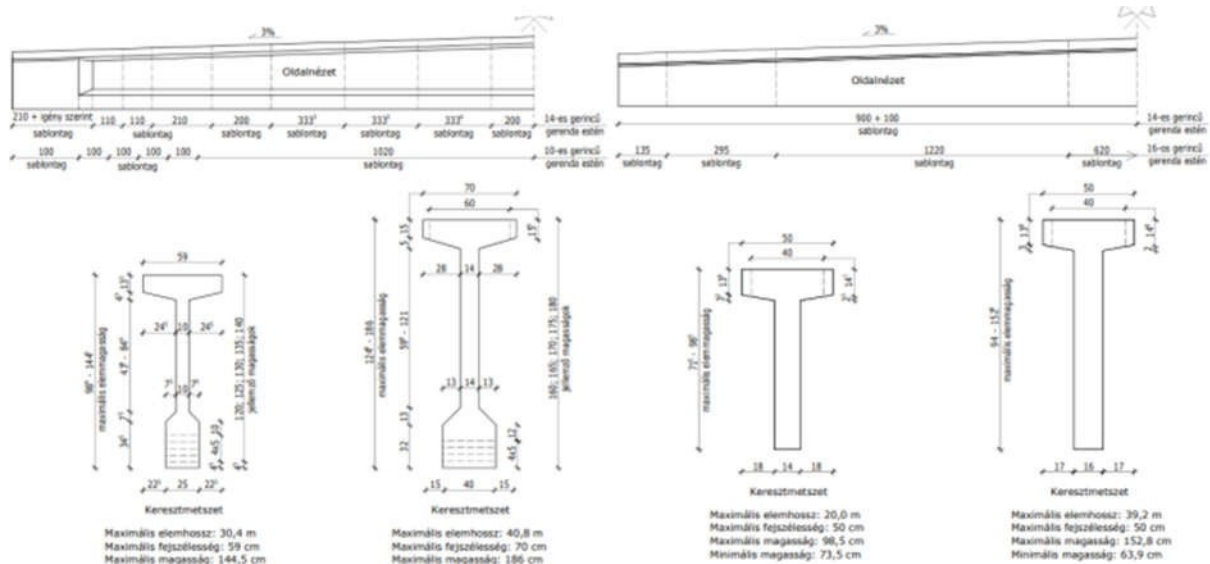
A pillérek mindig az egyedi geometriai és erőtanai igényeknek megfelelően készülnek. Lehetőség van 40/40 (30/30) pillérektől kezdődően akár a 80/120 méretéig bármekkora négyzög keresztmetszetű pillér kialakítására. Monolit- vagy előregyártott vasbeton, illetve acél gerendák fogadására lehetőség van konzolok kialakítására.

A pillérfejek kialakításánál lehetőség van villás pillérfej kialakítására is. Rendkívüli terhelések esetében előfordulhat a merev acélbetétes pillérek gyártási igénye, amely kívánság szintén teljesíthető.



14. ábra: Tipikus oszlopvég kialakítása: Ferrobeton [26]

Főtartók esetében I (IB, SIB jelűek) és T (TB, STB jelűek) keresztmetszetű tartók gyártását végzi a cég. Mind a két keresztmetszeti kialakításból készülhet egyenes, és ferde övű gerenda is. T keresztmetszet esetén 3,5 vagy 9 százalékos lejtés adható a gerendáknak, míg I keresztmetszet esetén ez 3 százalék.

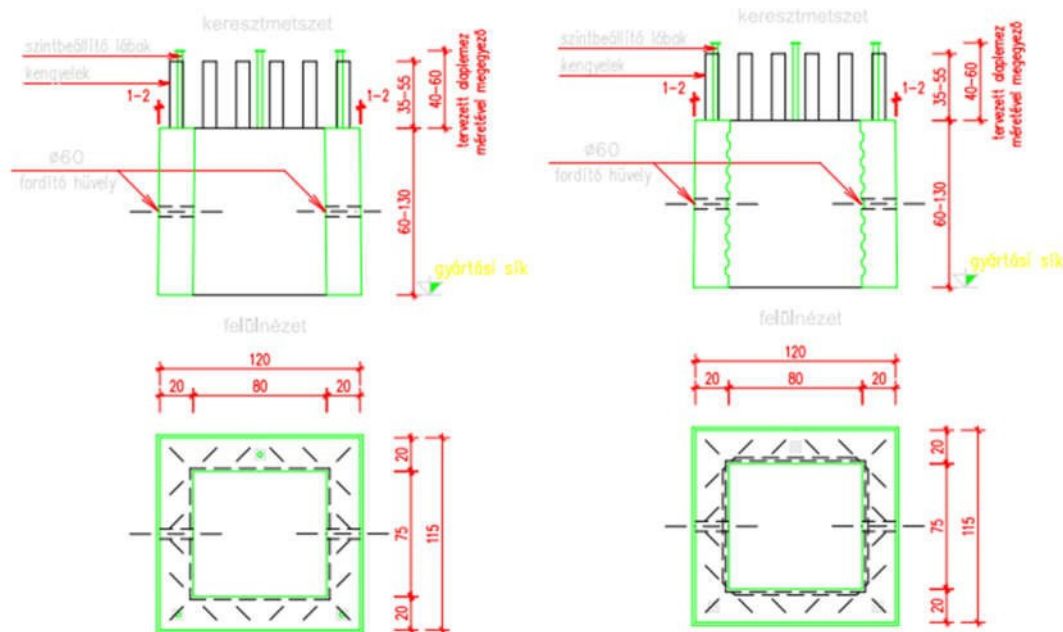


15. ábra: Alkalmazott főtartók: Ferrobeton [26]

Ezen gyártók termékein kívül szeretnénk ismertetni egy negyedik gyártó, az Altan Beton Hungária Kft. által gyártott kehelynyakakat.

2.4. Altan Beton Hungária Kft.

Az Altan Beton Hungária Kft. által használt beépítési módszer megegyezik a Ferrobeton Zrt.-nél alkalmazottával, vagyis minimum 10 cm elhelyezési hézagot kell a pillér kerülete mentén biztosítani, valamint kehelynyakak általában 5 cm-t be vannak süllyesztve az alaplemezbe, a nyírási ellenállás növelése érdekében. Kétféle kialakítást alkalmaznak, a belső fal milyensége alapján lehet síkfelületű vagy fogazott. Kétféle méretűek lehetnek a kehelynyakak, vagy 110x110 vagy 115x120 cm nagyságúak, de egyedi méret is megoldható. A beton anyagminősége minimum C20/25, de a C25/30-öt elterjedtebb, a betonacél minősége pedig B60.50.



16. ábra: Altan 115x120 cm-es kehelynyakak sík, illetve fogazott belső felülettel [17]

3. Az előregyártott magasépítési szerkezetekben alkalmazott anyagok ismertetése

Az előregyártott vasbeton elemek szinte minden esetben magasabb szilárdságú betonból készülnek, mint a monolitikusan épülő épületekbe kerülő beton. Ez abban az esetben is így van, ha erőtanilag erre nincs szükség. Erre az előregyártó üzemeknek a gazdaságosság miatt van szükségük, ugyanis a nagyobb szilárdságú betonok nagyobb kezdő szilárdsággal is rendelkeznek, így akár 12 óra elteltével kiszaluzhatóvá válnak az elemek. Az elemekben elhelyezett lágyvasalást jellemzően ugyanolyan szilárdságú betonacélból készítik, mint a monolit szerkezetekben. A feszítőpázsma ennél viszont lényegesen nagyobb szilárdságú acélból készül, mely az egyes gyártóknál szintén eltérhet.

Az alábbi táblázatban az előző fejezetben bemutatott gyártók által használt anyagminőségeket és egyéb paramétereket ismertetjük.

	SW Umwelttechnik	ASA Építőipari Kft.	Ferrobeton Zrt.
Oszlophoz használt betonminőség	C30/37 C40/50	C30/37 C40/50 C50/60	C30/ 37 C40/ 50
Oszlophoz használt betonacél minőség	B60.50	...	B60.50
Gerendákhoz használt betonminőség	C40/50 C50/60	C30/37 C40/50 C50/60	C40/50
Gerendákhoz használtfeszítő- pászma jele	FP-100/1770-R2	...	FP-100/1770- R2
Maximális gerendahosszak	36 m	38 m	24 m
Kehelynyak betonminősége:	C30/37	C30/37 C40/50 C50/60	C30/37
Kehelynyakakban alkalmazott betonacél:	B60.50	B500B	B500B

1. táblázat. ábra: A három ismertett gyártó által készített termékben alkalmazott anyagminőségek

3.1. Gyártók kitöltő betonjai/habarcsai

3.1.1. SW Umwelttechnik

Az SW Umwelttechnik által alkalmazott kitöltés: kitöltőbeton C25/30-XC2-16-F3.

3.1.2. MAPEI

A Mapefill duzzadó cementkötésű habarcs: szárazon kevert, duzzadó cementkötésű habarcs, gépalapok és fémszerkezetek kiöntéséhez és lehorgonyzásához, valamint folyós, duzzadó kiöntőhabarcs kihorgonyzásokhoz. A Mapefill gépek, ankerszavarak, vonórudak, előregyártott fémszerkezetek, turbinák, szerszámgépek stb. kihorgonyzására használható; ezenkívül alkalmas betonelemek közötti hézagok merev kitöltésére, és aláfalazásra is.

A Mapefill már rövid idő (24 óra) múlva is nagy szilárdságú, valamint igen jól tapad betonra és acélra is. A Mapefill cement kötőanyagokból, osztályozott szemcseméretű adalékanyagokból és különleges adalékszerekből áll.

3.1.3. Ceresit

A Ceresit CX 15 nagyszilárdságú rögzítő habarcs: kiöntő habarcs fém- és műanyag szerkezetek aljzathoz rögzítéséhez. A Ceresit CX 15 nagyszilárdságú rögzítő habarcs gépalapok és nehéz, fém tartószerkezetek aljzathoz rögzítésére szolgál, de alkalmazható vasbeton szerkezetek csatlakoztatására, betonkitörések javítására. Jellemzői: gyorsan köt, zsugorodásmentes, víz- és fagyálló, fagyálló, klorid- és aluminátcement mentes.

3.1.4. MC-Bauchemie

Az Oxal VP I T flow: különösen folyékony kitöltő- és injektálóhabarcs: A termék tulajdonságai: különösen folyékony, zsugorodásmentes, injektálható, kloridmentes, durvaszemcse mentes, kiemelten szulfátálló, M2,5 és M5 habarcsosztályoknak megfelelő. Alkalmazási területek: mindenféle üreg kitöltéséhez, nem állandó nedvesség hatásnak kitett, gipsztartalmú terméskőfalazat szilárdságának növeléséhez, kitöltő-, és injektálási munkákhoz, kiemelten szulfátellenálló.

3.1.5. Sika

SikaGrout-212:

SikaGrout-212 kiöntőhabarcs: folyékony konzisztenciájú kiöntő és rögzítőhabarcs beton, kő, habarcs és acél fogadófelületekhez és szerkezetekhez. Alkalmazható: gépalapok, oszlopok aláöntésére; betonban lévő rögzítések beöntésére MSZ EN 1504-6 szabvány szerint; üregek és bűvőterek, valamint kizárások kiöntésére; darupályák, ill. sínpályák aláöntésére; vasalások üregeinek kitöltésére; egyszerű kitöltésre, mint pl. üregek betonban, vakolatban, falazatban, sziklában, kőben stb.

Alkalmas betonszerkezetek javítására (MSZ EN 1504-9, 3-as alapelv, 3.1 javítási mód), lepattogzott és károsodott betonrészek felületi helyreállítására és újraprofilozására, épületeken és hidakon a magas- és mélyépítésben egyaránt. Továbbá beton tartószerkezetek megerősítésére (MSZ EN 1504-9 szabvány, 4-es alapelv, 4.2 és 4.4 javítási módja szerint), betonszerkezet vágott vagy kizárt nyílásaiba vasalás és összekötő szerkezet kiöntésére, a betonszerkezet teherbíró képességének növelése habarcs alkalmazásával; a passzivitás fenntartására vagy visszaállítására (MSZ EN 1504-9 szabvány, 7-es alapelv, 7.1 és 7.2 javítási módja szerint). A betonfedés növelésére vagy a beszennyeződött, karbonátosodott beton pótlására habarcs hozzáadásával.

Termékjelölések: Egyszerű feldolgozás (felhasználásra kész por); kitűnő területi tulajdonságok; gyors szilárdságfejlődés; magas végső szilárdság; szilárdulás előtt duzzad az optimális helykitöltés eléréséhez; ütés- és vibrációálló; nem okoz korróziót; zsugorodáskompenzált; MSZ EN 1504-3 szerint R4 osztály; E-modulus > 35 GPa; kiválóan tapad az alapfelületre; magas fagy- és olvasztósó-állóság (R4); tűzállósági osztálya A1 (nem éghető); előfeszített acélhoz is alkalmazható.

SikaGrout-311/-314/-318

A SikaGrout-311/-314/-318 zsugorodásmentes, duzzadó, precíziós kiöntőhabarcs. Alkalmazás: Önterülő kiöntőhabarcsként betonra, köre, habarcsra, acélra, vasra stb.; aláöntésekhez, gépalapokhoz, oszlopokhoz; tőcsavarok betonban történő kiöntéséhez; üregek és hézagok kiöntéséhez betonban.

Termékelőnyök: Egyszerű feldolgozás (gyárilag készre kevert); vízzel könnyen összekeverhető; konzisztenciája változtatható; igen jó területi tulajdonságok; gyors szilárdságfejlődés; magas végső szilárdság; képlékeny állapotában gázképződés mellett duzzad; ütés- és rázkódásálló; nem okoz korróziót; nem éghető; zsugorodáskompenzált; krómszegény.

3.1.6 Torkrét beton és torkrét habarcs

A torkrét habarcs lényegesen lágyabb, azaz folyékony állagában és nagyobb finomszemcse-tartalmú habarcs. A torkrét betonok és torkrét habarcsok száraz cement-keverékből, ásványi köanyag-halmazokból és szükség szerinti beton-adalékokból és/vagy betonjavító anyagokból készülnek. Vékony rétegben alkalmazva cement-habarcsához hasonlóan beton-kiegészítőként is felhasználhatók például fugák kitöltésére vagy kehelyalapok pilléreinek az irányelv szabályainak megfelelő bebetonozására.

4. Feladat bemutatása

A munkánk során egy egyszerű keretállás alapozási és oszlop-gerenda csomópontjainak viselkedését vizsgáltuk. A következőkben bemutatott 3D-s modellek bizonyos paramétereit változtattuk, majd a lineáris és nemlineáris alapú vizsgálatok során kapott eredményeket hasonlítottuk össze egymással, ezzel rávilágítva a két módszertan közötti eltérésekre. Továbbá összevetettük a különböző kialakítású modellek eredményeiben tapasztalható különbségeket, figyelembe véve az erő-elmozdulás diagramokat, egyéb alakváltozásokat, az alakuló feszültségeloszlásokat, és értékeket.

A modellezés során alkalmazott végeelemes programok:

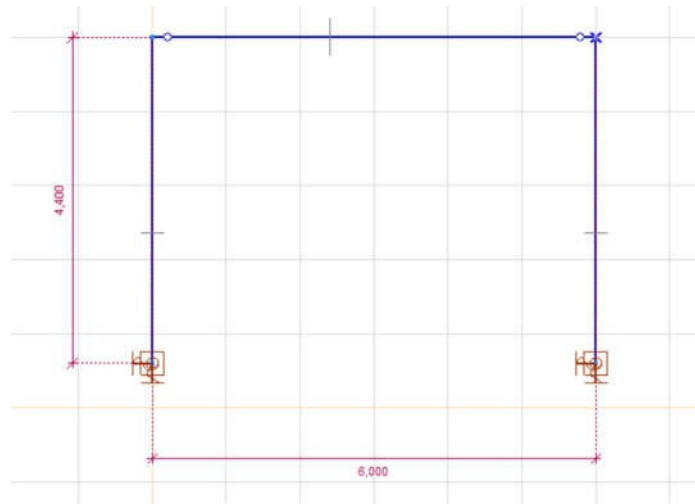
Lineáris modellezés: AXIS VM15

Geometriai nemlineáris modellezés: AXIS VM15

Geometriai és anyagi nemlineáris modellezés: ATENA 3D

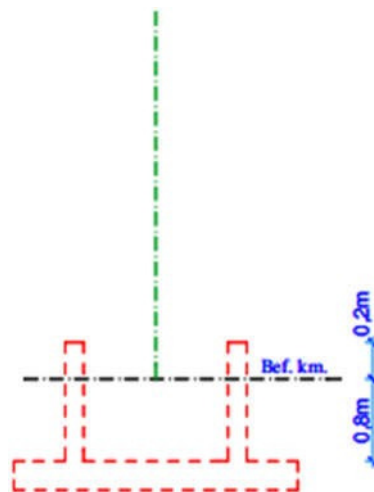
4.1. A keretállás kialakítása

A 3D modellezéshez és igénybevételek meghatározásához szükség volt egy keretállás felvételére, melynek jellemzőit a következőkben fogjuk bemutatni. A kiindulásként felvett egyszerű keretállás 6 méter fesztávolságú és 4,4 méter magasságú. Az oszloptalp befogott, az oszlop-gerenda csomópont pedig csuklós kialakítású, melyet a 18. ábra szemléltet.



17. ábra: A keretállás statikai váza

Az oszlop tényleges hossza 5 méter, azonban [1] Haris István – Kis Rita: Magasépítési vasbetonszerkezetek – Tervezési segédlet c. jegyzetben található 32. ábra alapján a befogási keresztmetszet a kehelynyak magasságának 4/5-ödében található.



18. ábra: Befogási keresztmetszet helye [1]

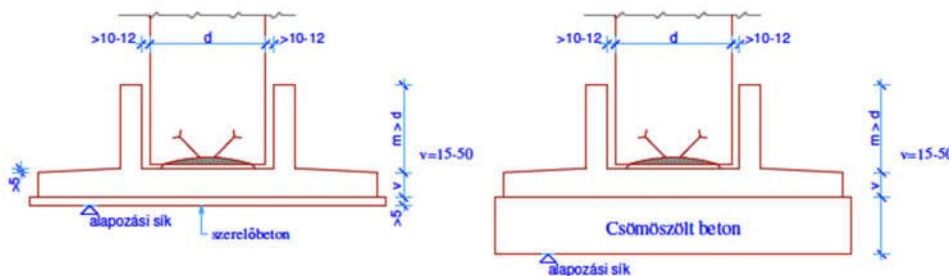
Tudjuk, hogy sem tökéletesen befogott, sem tökéletesen csuklós kialakítású kapcsolat nem létezik. A feladat elvégzése során az volt a célunk, hogy megértsük, hogy egy előregyártott vasbeton elemekből készülő keretváz kapcsolatai (oszlop-kehelynyak, oszlop-gerenda) hogyan viselkednek a mindennapos tervezésben tökéletesnek feltételezett kialakítások. Cél volt továbbá bemutatni, hogy az egyes kapcsolatok viselkedését, az egyes elemekben kialakuló feszültségeket mi befolyásolja (az egyes elemek szilárdsága, geometriája).

5. Csomópontok méretezése

5.1. Kehelyalapozás méretezése

Közelítő méretfelvétel:

A közelítő méretek az [1] 20. ábrája alapján vehetők fel, tömör oszloptalp esetén:



19. ábra: Kehelyalapozások közelítő méretei [1]

Közelítő ellenőrzés:

A közelítő számítás megkezdése előtt szükséges rendelkezésre álló adatok: a kehelyalap geometriai adatai (közelítő méretfelvételből adódnak) és anyagjellemzői, általaj határfeszültsége, az alapra ható erők és kombinációik (kehely önsúlya és az oszlopról leadódó reakcióerők). A közelítő méretezés során két vizsgálatot kell végrehajtani. Az elsőben a kehelyalap alaprajzi méretei, vagyis a talajfeszültség, a másodikban a kehelytalp vastagsága ellenőrizendő.

Részletes erőtani számítások:

A kehelyre érkező terheket általában gépi számítások eredményeképp kapjuk meg. Az igénybevételek ismeretében méretezni kell a kehelynyakat nyomásra és kétirányú igénybevételre, meg kell határozni a kehelyfalak nyírási teherbírását, majd a nyak vízszintes és függőleges vasalását, valamint a talplemez vasalását.

Kétirányú igénybevételekre való méretezés:

Az eddig elvégzett méretezéseket és számításokat mindkét irányban el kell végezni. Mind a vízszintes, mind a függőleges vasalást meg kell határozni a keretsíkban és az arra merőleges irányban keletkező igénybevételekre. A hossz- és keresztirányú kehelyfalakat különösen húzott és nyírt vasbeton elemekként kell kezelni. Az egyes falakban kapott szükséges vasmenyiségek összegzése után kell kialakítani a ténylegesen alkalmazott vasalást. Továbbá mindegyik ellenőrzést, méretezést végre kell hajtani N^{\max} és M^{\max} esetén is.

Talplemez vasalásának meghatározása:

A részletes számítás utolsó lépése a talplemez vasalása. A közelítő számítások során elvégzett kehelytalp vastagság ellenőrzését meg kell ismételni, a már pontosított terhekkal és igénybevételekkel, ugyanolyan módon, mint azt, ahogy a kehelytalp vastagságának ellenőrzésének esetében bemutattuk. A talplemezt konzolként méretezzük mindkét irányban, alaprajzi adatai az [1] szerint veendő fel.

5.2. Oszlop-gerenda kapcsolatának méretezése

A kapcsolat erőtani számítás rendszerint a becsatlakozó elemek vizsgálatával kezdődik. Vizsgálni kell a pillért pecsétnyomásra, illetve a becsatlakozó gerendát annak végkialakításától függően (kiharapott, kibunkózott, vagy szimpla). A kapcsolóelemet nyírásra kell vizsgálni a kialakuló nyíróerők hatására, természetesen minden hatást figyelembe véve. Ezt a vizsgálatot az egyes szabványok szerint különbözőképpen kell végezni. Egyik számítási módszerben sincs hajlítási teherbírás ellenőrzése, ami feltételezésünk szerint fontos lehet, hiszen a tuskében nem csak a nyírásból keletkeznek feszültségek, hanem a hajlításból is. Véleményünk szerint, a gerenda lehajlásából, és abból következő szögelfordulásból kismértékű hajlítás is ébred a tuskében.

A vizsgálat elvégzése ennek a feltételezésnek a helyességére is ki fogunk térni. A kapcsolat méretezését az általunk fellelt összes számítási módszer szerint elvégeztük (lásd a mellékletekben). Ezek a módszerek a következők:

- MSZ 15022/4 ajánlása szerint
- MSZ EN 1992-1-3 szerint
- DafStb Heft 346 szerint
- FIB Bulletin 43 szerint

A kapcsolat méretezése során az ott elhelyezkedő sarut teherbírását is ellenőrizni kellene, mi jelenleg ezt a számítást nem végeztük el. Korábbi kutatások alapján vettük fel a saru anyagi jellemzőit, és annak méreteit.



20. ábra: A szabvány szerinti számítás feltételezett alakváltozása, és az általunk feltételezett alakváltozás

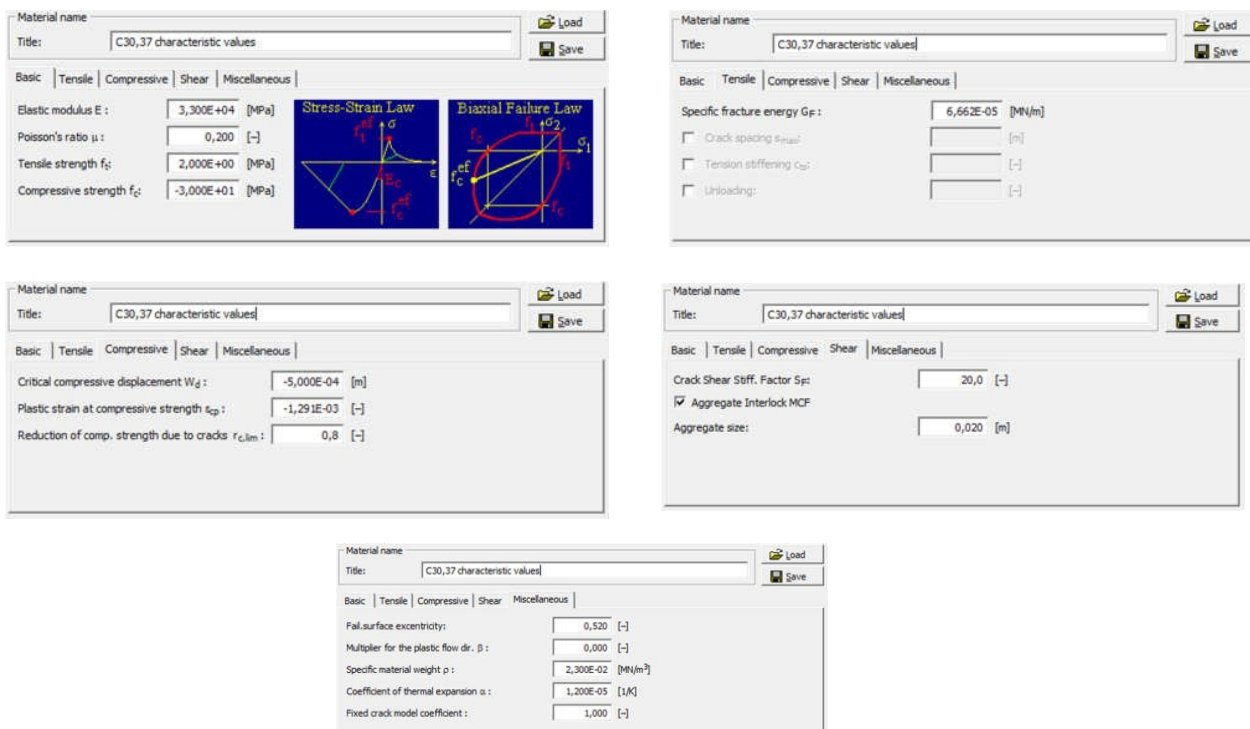
6. A nemlineáris modellekben alkalmazott anyagmodellek

A globális megoldást a Cholesky-módszerrel keressük.

6.1. Beton „3D Nonlinear Cementitious 2”

Első lépésként a különböző betonok szilárdsági osztályát választottuk meg, ez a program által felajánlott beton anyagmodellek egyike. A „3D Nonlinear Cementitious 2” paraméterei közül csak a nyomószilárdság értékét adtuk meg - attól függően, hogy milyen szilárdságú betont használtunk -, a többi a program automatikusan beállítja.

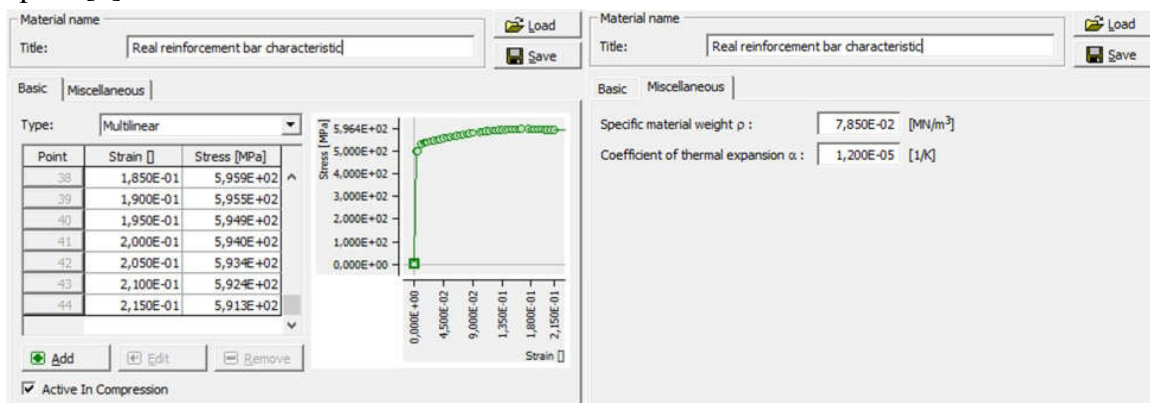
A 21. ábrán a C30/37-es beton jellemzői láthatók, ezen kívül alkalmaztunk még C40/50, C45/55, C50/60 és C60/75-ös szilárdságú betonokat is, melyeket az ismertetett módon definiáltunk a modellekben. A modell jellemző értékei a következő képeken figyelhetők meg.



21. ábra: „3D Nonlinear Cementitious 2” paraméterei

6.2. Betonacél (Reinforcement)

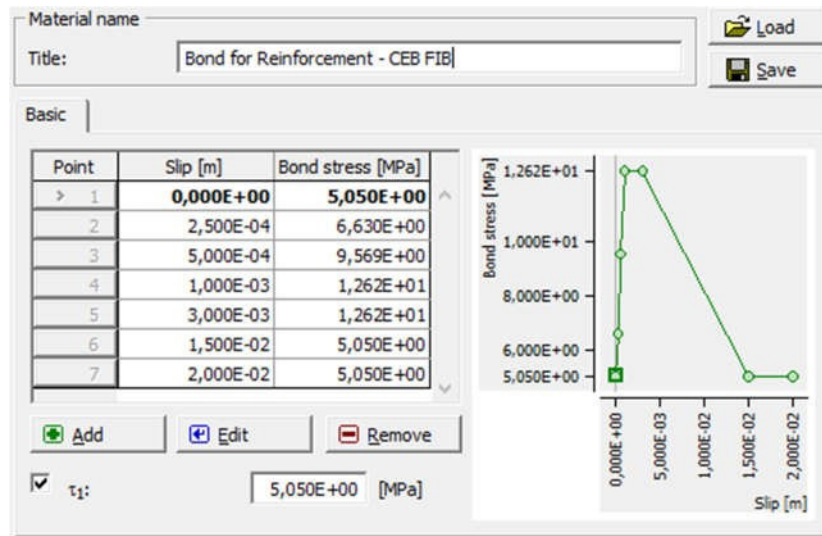
A betonacélok anyagának a lehetséges opciók közül a multilineáris anyagmodellt választottuk. Itt lehetőség nyílik a diagram pontjainak kézzel történő felvételére vagy egy már megalkotott diagram importálására. Mi az utóbbit alkalmaztuk, egy létező anyagmodellt hívtunk be a programra, mely a B500-as betonacél valódi viselkedését írja le. A 23. ábrán látható ennek alakulása. Ezt az anyagmodellt egy korábbi TDK munka eredményeiből kaptuk.[9]



22. ábra: „Reinforcement” anyagmodell paraméterei

6.3. Betonacél és beton kapcsolata (Reinforcement Bond Material)

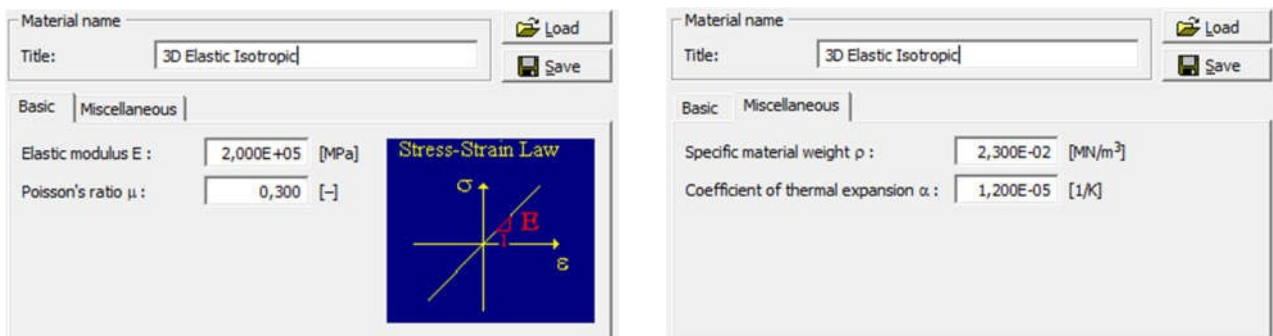
A beton és a betonacél közötti kapcsolatot a program által felajánlott anyagmodellek közül a CEB FIB szabvány szerinti anyagmodellt választottuk. A tapadási feszültség-megcsúszás diagram jellemző pontjait az értékek beírásával lehet változtatni. Az alkalmazott modell a következő:



23. ábra: „Bond for Reinforcement” anyagmodell paraméterei [29]

6.4. Lineárisan rugalmas (3D Elastic Isotropic)

A modellezés során szükség volt több acél kapcsolóelemre, melyre a vízszintes koncentrált terhet, vagyis x irányú eltolódást és a rugókat működtettük. Ennek egy lineárisan rugalmas, izotrop anyagmodellt határoztuk meg, a jellemző értékeken nem változtatva. A kontaktelelem feladata a terhet megfelelő továbbítása és elosztása, melyhez elegendő az alábbi egyszerű anyagmodellt alkalmazni.

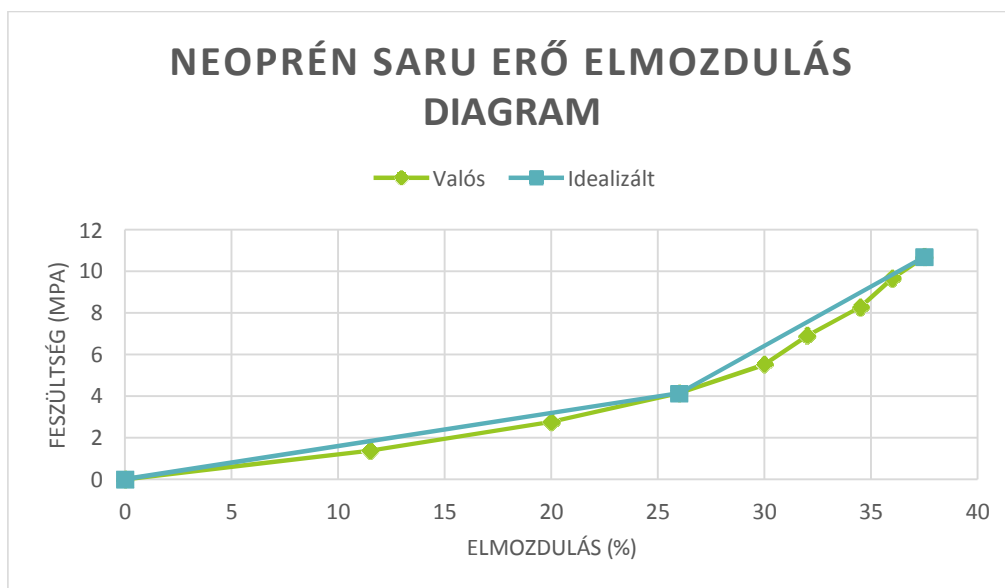


24. ábra: „3D Elastic Isotropic” anyagmodell paraméterei

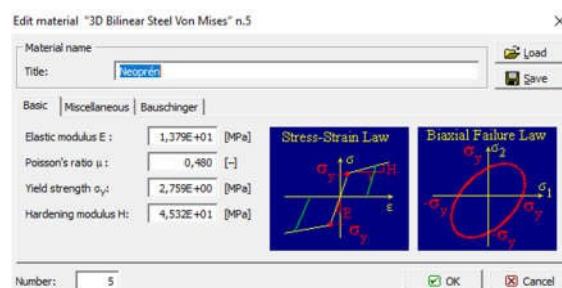
6.5. Saru anyagmodellje

Fontos eleme az oszlop-gerenda kapcsolatnak a neoprén saru. Ez az anyag szintén nem lineárisan viselkedik. Az acélhoz és a betonhoz képest igen lágy, viszont nagyon jelentős felkeményedés jön létre az anyagban terhelés hatására.

A modellek megépítése során a saru anyagmodelljét korábbi kutatások eredményéből vettük. A diagramot két lineárisal követtük le az anyagmodellben (lásd: 26. ábra), ahol a törés a felkeményedés helyén fog alakulni. Erre azért van szükség, mert a programban az egydimenziós elemekkel (betonacélok) szemben, a testmodellekhez olyan anyagmodell adható meg, ahol az anyag rugalmassági modulusa, és a felkeményedés szakaszának rugalmassági modulusa adható meg. Ez a diagramon láthatóan egy elég pontos közelítése a valós viselkedésnek.



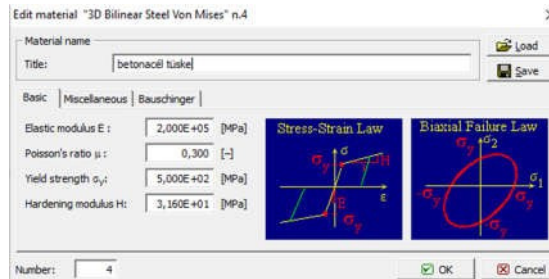
25. ábra: Saru erő-elmozdulás diagramja



26. ábra: A saru jellemzői a számításokban

6.6. Tüske anyagmodellje

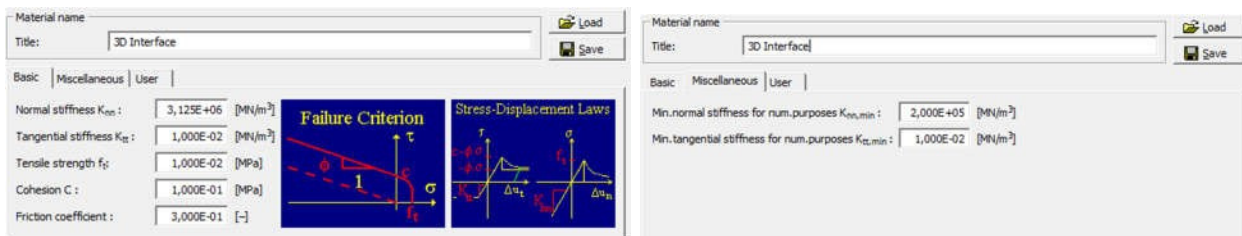
A tüske anyagmodelljét a saruhoz hasonlóan két lineáris szakasszal közelítettük, feltételezve, hogy nem ébred olyan mértékű feszültség benne, ami a betonacél felkeményedésének utáni szakaszában jöhetne létre.

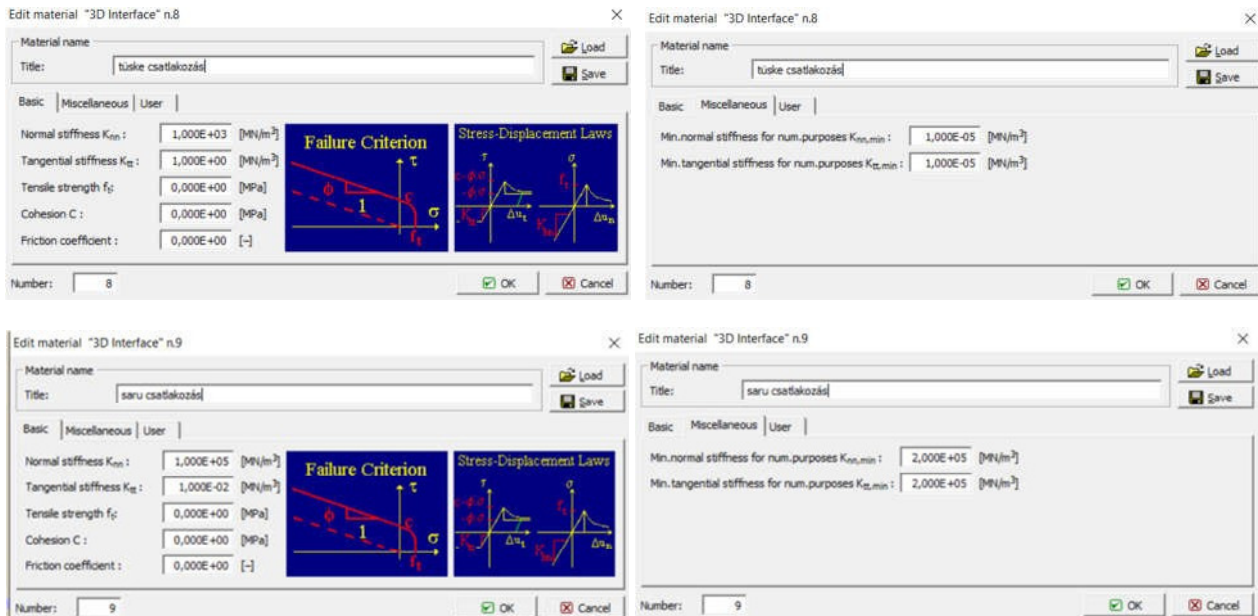


27. ábra: A tüskejellemzői a számításokban

6.7. Felületek kapcsolata (3D Interface)

Ezen kívül szükség volt több „3D Interface” anyagmodell definiálására is, mely a szerelőbeton, a tüske és a kitöltőbeton, illetve a saru és a hozzá csatlakozó betonfelületek közötti felületi kapcsolatokat jellemzi. A keret megfelelő működésének érdekében az alaptest csak nyomást vehet fel, viszont az alsó síkján beállított z irányú megtámasztás ezt nem biztosítja. Emiatt a szerelőbeton alsó síkján helyeztük el a megtámasztást és az előbb említett kontaktelemet úgy definiáltuk, hogy csak nyomást vegyen fel. A tüske és a kitöltőbeton kapcsolatának esetében fontos volt, hogy a tüske ne adjon át tengelyirányú (globális z irányú) feszültséget a kitöltőbetonnak, azzal azonnal tönkretéve a betont. A harmadik ilyen felületi kontaktot a saru alsó és felső felületén definiáltuk, ahol az alapozáshoz hasonlóan az volt a cél, hogy a saru kizárólag nyomást közvetítsen az elemek között, tehát benne húzófeszültség egyáltalán nem keletkezhetett. A program a nulla értékeket általában nem tudja kezelni, emiatt ahol nullának kellene szerepelnie, ott egy nullához közeli értéket vettünk fel. A kohézió és a súrlódási tényező értékeit a [14] 26-27. oldalán található leírások alapján határoztuk meg, ezek az értékek a 29. ábrán láthatók.

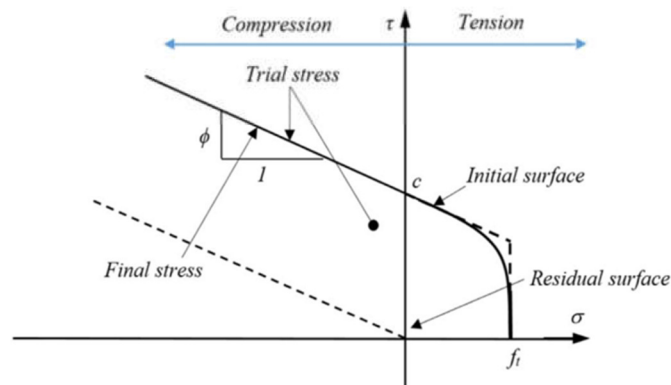




28. ábra: „3D Interface” anyagmodellak paramétereit

6.8. „3D Interface” anyagmodell bemutatása

A „3D Interface” anyag típussal két elem közötti, automatikusan létrejövő kontaktokat lehet modellezni. Az anyagmodell a Mohr–Coulomb féle törési feltételre alapszik, melyet a 29. ábra mutat be.



29. ábra: Határfelület anyagi viselkedése

Egy általános 3D dimenziós eset konstitutív kapcsolatát a kontakt felületén való tapadással, valamint relatív csúszó- és nyíló-elmozdulásokkal lehet jellemezni, és a következőképpen megadni:

$$\begin{pmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \\ \tau_3 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{tt} & 0 & 0 \\ 0 & K_{tt} & 0 \\ 0 & 0 & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Delta v_1 \\ \Delta v_2 \\ \Delta u \end{pmatrix}$$

Ahol τ a nyírófeszültség x és y irányban, míg σ a normálfeszültség. Δv_1 és Δv_2 a relatív elmozdulások a felületen, továbbá Δu a kontakt relatív repedéstágassága. K_{tt} a kezdeti rugalmas nyírómerevség, K_{nn} pedig a kezdeti rugalmas normálmerevség. Ezeknek a számítása a következő egyenletekben látható, ahol E és G az anyag minimális rugalmassági és nyírási modulusa, valamint t a határfelület zónájának szélessége:

$$K_{nn} = \frac{E}{t}, K_{tt} = \frac{G}{t}$$

Ahhoz, hogy definiálni tudjuk a 3D Interface anyagmodellt, meg kell határozni K_{nn} (min) és K_{tt} (min) értékeit. Ezek csupán numerikus célból, az elem tönkremenetelét követően használhatóak, a globális egyenletrendszer pozitív pontosságának megőrzése érdekében. A K_{nn} és K_{tt} értékeit a [12] forrás ajánlása szerint az alábbi módon számíthatjuk, melyben E_c a vasbeton rugalmassági modulusa, s pedig a vasbeton elem végeelem hálójának mérete.

$$K_{nn} = K_{tt} = \frac{E_c}{s} \cdot 10$$

Ahogy azt a [12] forrás ajánlja, a numerikus célokra használt K_{nn} (min) és K_{tt} (min) értékek, a kezdeti K_{nn} és K_{tt} merevségek értékeinek ezred részei. A 3D Interface anyagmodell súrlódási jellemzőit a nyírási kohézió (C) és a súrlódási tényező (ϕ) határozzák meg. A Mohr-Coulomb feltételnek megfelelő tönkremenetelt a következő egyenlőtlenségekkel lehet leírni, ahol f_t a húzószilárdság:

$$|\tau| \leq c - \sigma \cdot \phi, \sigma \leq 0$$

$$\tau = \tau_0 \sqrt{1 - \frac{(\sigma - \sigma_c)^2}{(f_t - \sigma_c)^2}}, \tau_0 = \frac{c}{\sqrt{1 - \frac{\sigma_c^2}{(f_t - \sigma_c)^2}}}, \sigma_c = -\frac{f_t^2 \cdot \phi}{c - 2 \cdot f_t \cdot \phi}, 0 < \sigma \leq f_t$$

$$\tau = 0, \sigma > f_t$$

A határfelület húzószilárdságának értékét ajánlott a gyengébb kapcsolódó anyag húzószilárdságának 1/2-1/4-edeként definiálni: $f_t = 1/2 \cdot f_{ct} - 1/4 \cdot f_{ct}$. Továbbá az anyagmodell kohézióját érdemes a húzószilárdság 1-2-szeresére felvenni: $c = 1 \cdot f_t - 2 \cdot f_t$.

A következőkben a [13] forrás által alkalmazott 2D Interface anyagmodellt fogjuk bemutatni. A tanulmányban henger alakú próbatestek ékhasadását vizsgálták, majd az erről alkotott 2D és 3D numerikus modelleket hasonlították össze. A kísérlet fő eleme a henger alakú próbatest, melynek anyagmodellje „3D NonLinear Cementitious 2”.

A többi elem, vagyis az acél nyomólapok mindegyike „2D Interface” anyagmodellel lettek definiálva, amelynek tulajdonságai megegyeznek a tanulmány 3D-s vizsgálatakor használt „3D Interface” anyagmodellel. A modell beállításai a 38. képen láthatóak.

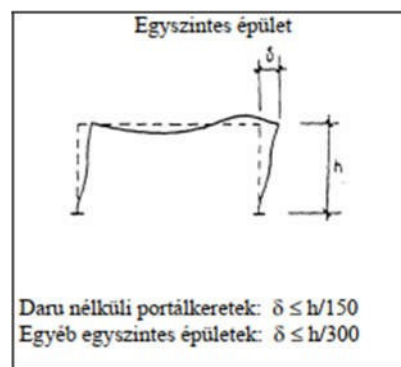
Table 1. Material parameters.

		3D Nonlinear Cementitious 2	3D Elastic Isotropic	3D Interface	Base block (3D Elastic Isotropic)
Modulus of elasticity	[MPa]	$4.189 \cdot 10^4$	$2.100 \cdot 10^5$		$1.0 \cdot 10^2$
Poisson ratio	[-]	0.2	0.3		0.3
Tensile strength	[MPa]	4.268		$1.0 \cdot 10^{-2}$	
Compressive strength	[MPa]	-63.750			
Specific fracture energy	[MN/m]	$1.067 \cdot 10^{-4}$			
Normal stiffness	[MN/m ³]			$2.0 \cdot 10^8$	
Tangential stiffness	[MN/m ³]			$2.0 \cdot 10^8$	
Cohesion	[MPa]			$1.0 \cdot 10^{-2}$	
Friction coefficient	[-]			$5.0 \cdot 10^{-1}$	

30. ábra: A [13] tanulmányban felvett értékek

7. A kehelyalapozás csomópontjának bemutatása

Az elkészített 18 darab numerikus 3D modellhez 3 AxisVM modellt hoztunk létre, a háromféle oszlopméret szerint. Az AxisVM-ben definiált teheresetek az I. mellékletben található teherfelvétel szerint lettek meghatározva. Állandó teherként önsúlyt, gépészeti terhet és egy általános csarnok rétegrendet vettünk fel. Esetleges teherként pedig egy ipari csarnoképületnek megfelelő hasznos terhet, hőterhet és szélterhet definiáltunk. Ezután lineáris számítást futtattunk, majd az itt kapott oszlop-gerenda csomópont vízszintes eltolódását vittük be az ATENA modellekbe. Az AxisVM programban eredményként adódó vízszintes eltolódási értékek meglehetősen alacsonynak bizonyultak. Ebből kifolyólag miután elvégeztük a 18 numerikus modell futtatását, az egyszintes keretek maximális vízszintes relatív eltolódásának határértékével megegyező vízszintes eltolódási értéket definiáltunk teherként (31. ábra), az eddigi függőleges nyomóerő mellett. Az új terheléssel ismét lefuttattuk a 18 modell mindegyikét, hogy a szerkezet viselkedéséről pontosabb képet kapjunk, illetve ennek segítségével összehasonlíthatóvá váltak az AxisVM és az Atena programok lineáris és nemlineáris számítása során kapott eredmények.



31. ábra: Vízszintes eltolódás határértékei [10]

7.1. A numerikus ATENA modellek

7.1.1. A különböző verziók bemutatása

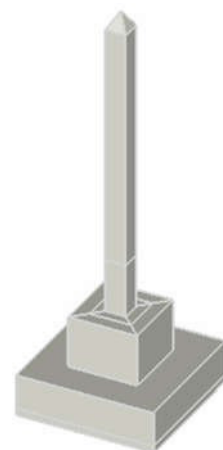
Összesen 18 numerikus modellt készítettünk a megfelelő eredményességű vizsgálat érdekében. Az alapmodell kialakítását ezt követően fogjuk bemutatni. A szerkezet paramétereit közül először az oszlop keresztmetszetét változtattuk, 3-féle oszlop kialakítást vizsgáltunk: egy 30x30, egy 40x40 és egy 45x45 keresztmetszetűt. Ezt követően azt vizsgáltuk, hogy miben térnek el az eredmények, ha a kitöltő beton nem olyan magas, mint a kehelynyak. Ez a valóságban természetesen nem fordul elő, de jól mutathatja az építés közbeni állapotokat. Itt is három módot vettünk figyelembe, ha a kitöltő beton magassága a kehelynyak magasságának 1/3-a, 2/3-a vagy megegyezik vele. Végül a kitöltő beton minőségét csökkentettük C25/30-ról C20/25-re. Így adódik az összesen 18 darab numerikus modell, melynek paramétereit a következő táblázatban találhatók meg.

	oszlop keresztmetszete		kehelynyak méretei				kitöltő habarcs méretei		kehelynyak, oszlop anyagminősége	kitöltő anyagminősége
	h [cm]	b [cm]	h [cm]	b [cm]	m [cm]	v [cm]	v [cm]	m [cm]		
1. modell	30	30	100	100	75	20	15	75	C30/37	C25/30
2. modell	40	40	100	100	75	20	10	75	C30/37	C25/30
3. modell	45	45	105	105	75	20	10	75	C30/37	C25/30
4. modell	30	30	100	100	75	20	15	50	C30/37	C25/30
5. modell	40	40	100	100	75	20	10	50	C30/37	C25/30
6. modell	45	45	105	105	75	20	10	50	C30/37	C25/30
7. modell	30	30	100	100	75	20	15	25	C30/37	C25/30
8. modell	40	40	100	100	75	20	10	25	C30/37	C25/30
9. modell	45	45	105	105	75	20	10	25	C30/37	C25/30
10. modell	30	30	100	100	75	20	15	75	C30/37	C20/25
11. modell	40	40	100	100	75	20	10	75	C30/37	C20/25
12. modell	45	45	105	105	75	20	10	75	C30/37	C20/25
13. modell	30	30	100	100	75	20	15	50	C30/37	C20/25
14. modell	40	40	100	100	75	20	10	50	C30/37	C20/25
15. modell	45	45	105	105	75	20	10	50	C30/37	C20/25
16. modell	30	30	100	100	75	20	15	25	C30/37	C20/25
17. modell	40	40	100	100	75	20	10	25	C30/37	C20/25
18. modell	45	45	105	105	75	20	10	25	C30/37	C20/25

2.táblázat: 18 modell jellemzői

7.2. Geometriai jellemzők

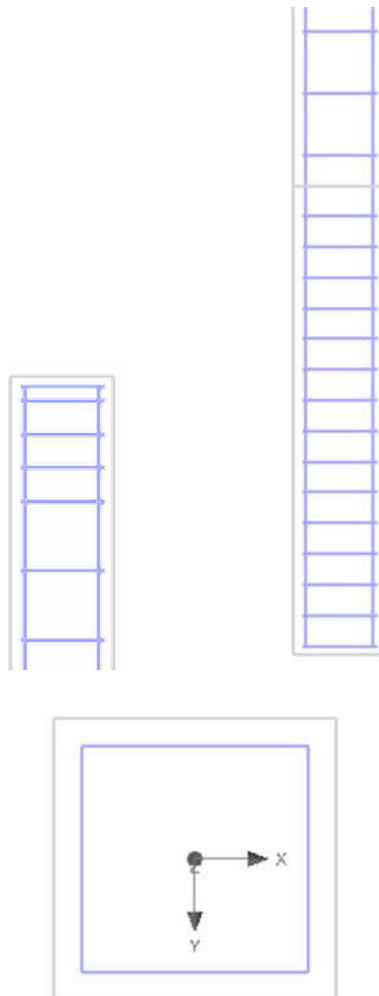
A 3D-s modellezés során először egy monolit vasbeton alaptestet definiáltunk alatta 10 cm vastag szerelőbetonnal, amelyre egy az oszlop anyagminőségével megegyező előregyártott kehelynyak kerül. A szintén előregyártott vasbeton oszlop és kehelynyak közé a gyártó által meghatározott anyagminőségű kitöltő beton kerül. A terhelés átadására és szétosztására szolgáló acél kontaktelem az oszlop felső lapján elhelyezkedő gúla, melynek csúcsában hat a teher. Az így kialakított modell általános rajza a 34. ábrán található.



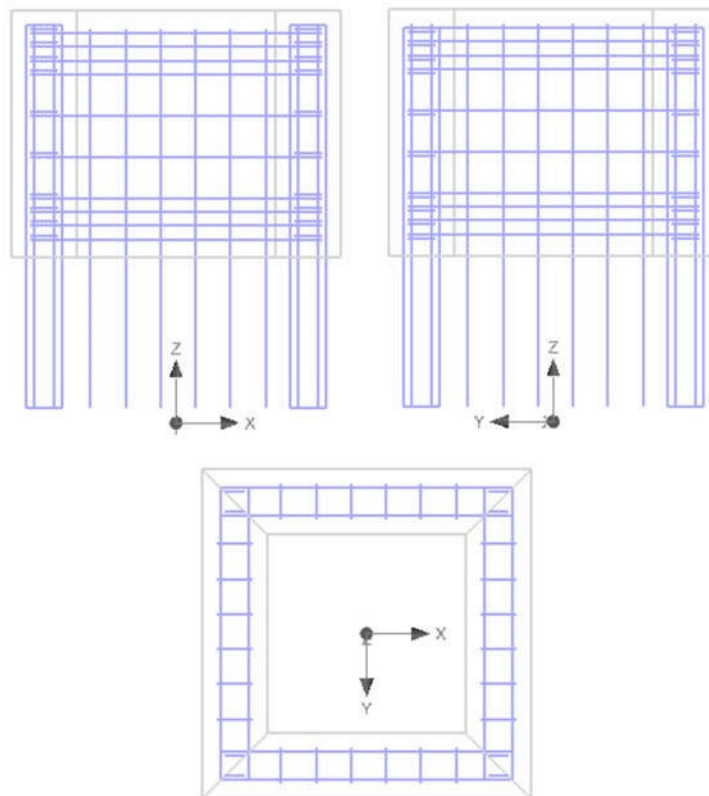
32. ábra: a modell kialakítása

A csomópontot a 2. fejezetben taglalt gyártók által használatos kialakítások alapján vettük fel. A Ferrobeton Zrt. szögletes kehelynyakai közül a legkisebb méretűt választottuk először, amely 75 cm magas, 100x100 cm szélességű és a falvastagsága 20 cm, továbbá a beton C30/37 minőségű. Az ehhez tartozó vasbeton oszlop 30x30 cm keresztmetszetű és szintén C30/37 anyagminőségű, így a kitöltő beton vastagsága 15 cm. A gyártó által kikötött követelmény, hogy a kitöltő beton vastagsága minimum 10 cm, az anyagminősége C25/30 legyen. Az alaptest 0,5 méter magas, alaprajza pedig 200x200 cm, továbbá az itt alkalmazott anyagminőség C20/25, az alaptest alatt elhelyezkedő szerelőbeton 10 cm vastagságú és C16/20 minőségű. Az oszlop tényleges hossza 5 méter, melynek felső lapján ül az acél kapcsolóelem. A gerenda 50 cm magasságú, így a gúla alakú kontaktelelem magassága 25 cm.

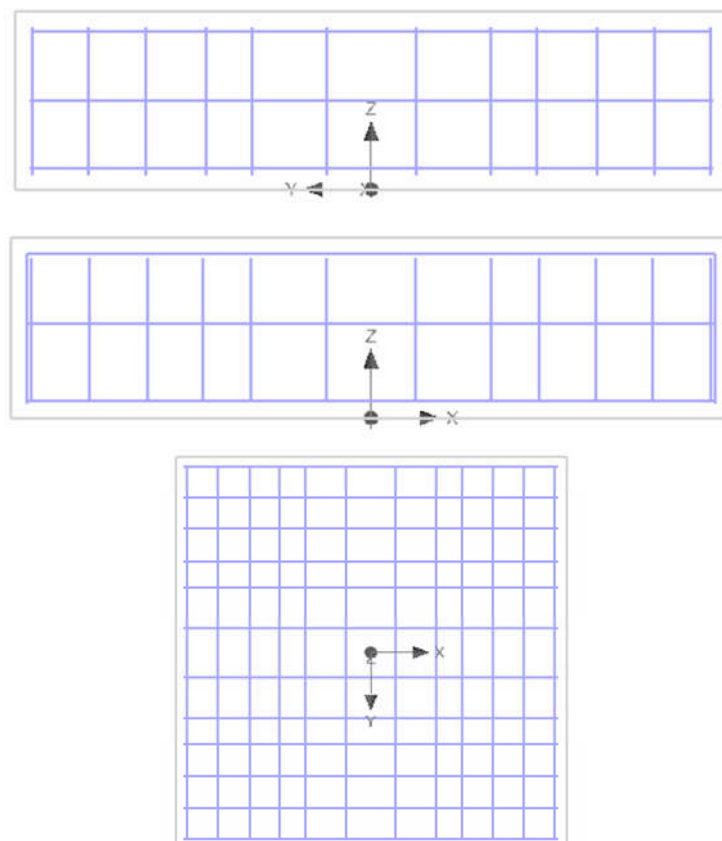
Az oszlop, kehelynyak és alaptest vasalásának számítása a III. mellékletben található meg. A vasalás kialakítását a keretállás AxisVM modelljében kapott igénybevételek szerint határoztuk meg. Az oszlopot egyirányú hajlításra ellenőriztük a megszokott módon, a kehelynyak és alaptest számítását pedig a 5. fejezetben bemutatott méretezés szerint hajtottuk végre. Az első modell, amit alapmodellnek nevezünk, vasalata a következő 35. 36. és 37. ábrán látható. A többi verzió kialakítása ezzel azonos, hiszen a paraméterek kisméretű változtatása nem lesz hatással az igénybevételekre.



33. ábra: Az oszlop vasalása z-x, z-y és x-y síkokban



34. ábra: A kehelynyak vasalásának elrendezése z-x, z-y és x-y síkban

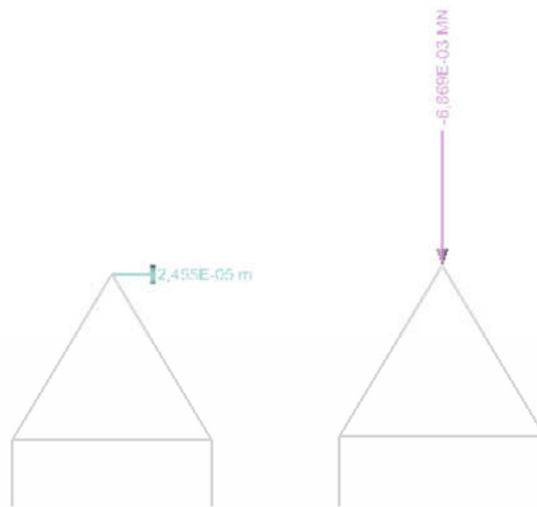


35. ábra: Az alaptest vasalatának felülnézete és oldalnézetei

7.3. Terhek és megtámasztások

7.3.1. Terhek:

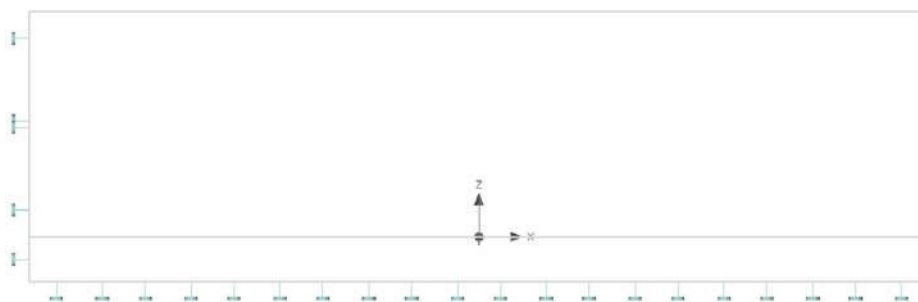
A dolgozatunkban elmozdulás-vezérelt numerikus vizsgálatokat hajtottunk végre. Az ATENA-ban egy vízszintes eltolódás terhet és egy függőleges nyomóerőt működtettünk az oszlop felső lapján elhelyezkedő gúla alakú kontaktelemre, melynek funkciója, hogy szétossza a koncentrált erőt, vagyis megakadályozza a szerkezet felhasadását, lokális repedések és feszültségcsúcsok kialakulását. A gúla csúcspontjában helyeztük el a vizsgálati pontot (monitor pontot), melynek elmozdulását és az itt ébredő erőket vizsgáltuk a modellezés során. Az x irányú eltolódást és a nyomóerőt az AxisVM modellekből kaptuk meg. A függőleges terhet 10, a vízszintes eltolódás terhet pedig 100 teherlépcsőben adtuk meg.



36. ábra: A vízszintes eltolódás terhet és függőleges nyomóerőt, a kontaktelemmel és monitor ponttal

7.3.2. Megtámasztások:

Két felületi megtámasztást alkalmaztunk a szerelőbetonon. Egy z irányú támaszt az alsó felületen és egy vízszintes teherrel ellentétes x irányú támaszt az egyik függőleges lapján, ugyanezt az oldalirányú támaszt az alaptestre is definiáltuk.

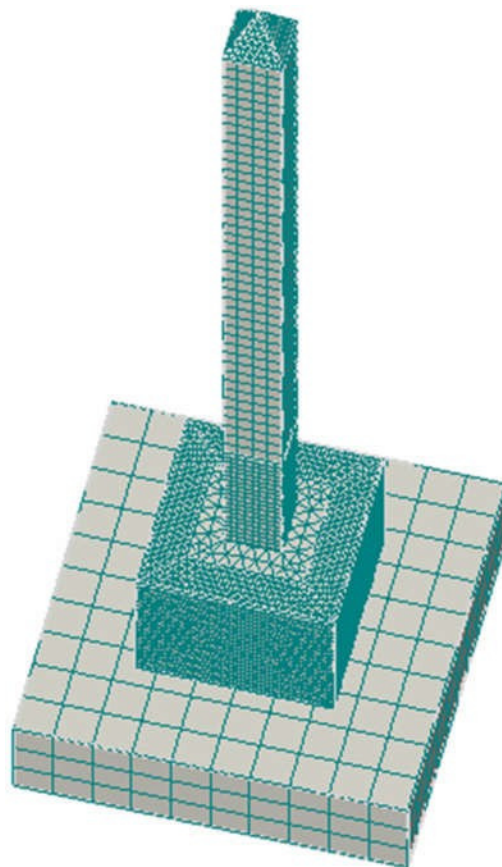


37. ábra: Megtámasztások

7.4. A végeelem háló

A modellezés során az alaptest hálósűrűségét 20 cm nagyságúra vettük fel, sűrűbb hálóra ennél a makroelemnél nem volt szükség, mivel 2x2 méteres alaprajzú, illetve a vizsgálat legfőképp a kehelynyak, kitöltő beton és oszlop kapcsolatára fókuszál. A többi elemen 4 cm nagyságú hálót definiáltunk. A modellek futtatásai során kiderült, hogy a kitöltő beton hálónagysága nem lehet akkora, mint a kehelynyaké vagy oszlopé. Emiatt ennek az elemnek a hálóját kétszer akkora vettük fel, mint az azt körülvevő két elemét. Továbbá az oszlop a kehelynyak felső síkja fölött 0,6 méterrel ketté lett osztva, azon a szakaszon ahol a kengyelek sűrítésre kerültek. Ennek oka, hogy az eredmények minél pontosabbak legyenek. Az oszlop felső szakaszán elvégzett kengyelsűrítésnél nem osztottuk további részekre az oszlopot, mert ez a felső szakasz jóval kisebb az alsónál.

A háló generálásánál az alaptestet, a kehelynyakat, az oszlopot és a kontaktelemet lineáris elemként határoztuk meg, míg a kitöltő betont kvadratus elemként. Előbbi esetén a csomópontok az elem sarkaiban kerülnek elhelyezésre, míg utóbbinál az élekre is kerülnek csomópontok. Ezen kívül a végeelem háló alakját is be kellett állítani, erre három opció adódik. Az oszlop és az alaptest téglalap alakú – a szoftverben „brick” elnevezésű - hálót kapott, míg a kehelynyak, a kitöltő beton és a kontaktelelem háromszög alakú, „tetra” típusút.



38. ábra: A modell végeelem hálója

8. A kehelyalapozási csomópont numerikus vizsgálatainak eredményei

8.1. Az AxisVM-ben kapott vízszintes eltolódással terhelt modellek

Az AxisVM modellben a vízszintes terhet, vagyis a szélterhet, koncentrált erőként definiáltuk az oszlop-gerenda csomóponton. Ezt a koncentrált erőt az I. mellékletben található, oszlopra ható vízszintes megoszló teherből kaptuk. A keretállás két oszlop-gerenda csomópontjában ható vízszintes erőt átlagoltuk, majd ezt hasonlítottuk össze az ATENA 3D programban modellezett oszlop monitor pontjában eredményül kapott vízszintes erővel.

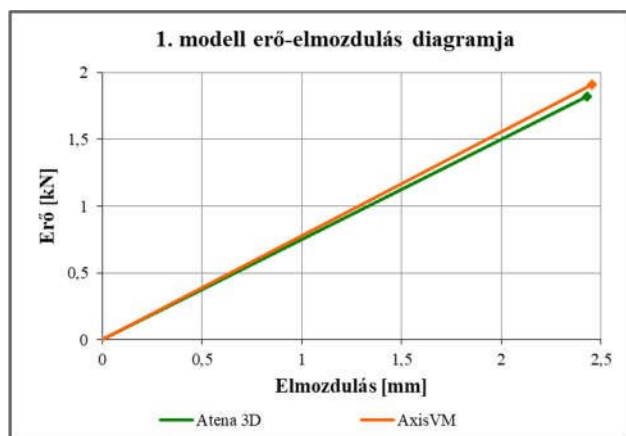
Az előbb említett átlagolt vízszintes erő, amely a teherfelvételtől származik, mind a 18 változat esetén 1,91 kN. A lineáris Axis számítások eredményeként kapott vízszintes eltolódások: 30x30-as oszlop esetén 2,455 mm; 40x40-es oszlop esetén 0,777 mm; 45x45-ös oszlop esetén 0,485 mm. Így az oszlopméret szerint csoportosított erő-elmozdulás diagramoknál látható AxisVM görbék koordinátái a következők:

Oszlop keresztmetszeti mérete	Görbe végpontjának koordinátái
30x30	(2,455 ; 1,91)
40x40	(0,777 ; 1,91)
45x45	(0,485 ; 1,91)

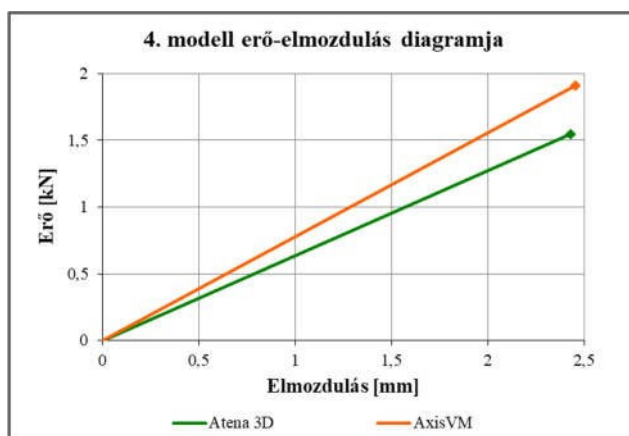
A nemlineáris Atena modellek eredményeit a programból adatsorként exportáltuk, majd ezeket egy diagramon ábrázoltuk az Axis modellek eredményeivel. Mivel az első futtatások vízszintes eltolódásai meglehetősen alacsonyak, ezért az Atena-ból származó erő-elmozdulás függvény is lineáris lesz. A következőkben ezeket a diagramokat szemléltetjük, az oszlop keresztmetszeti mérete szerint csoportosítva. Így látható, hogy milyen hatással van az eredményekre a kitöltő beton anyagminősége és magassága. Az Atena-ban kapott eredményeket a 8.3. pontban található táblázatban részletezzük.

8.1.1. 30x30-as oszlopok diagramjai

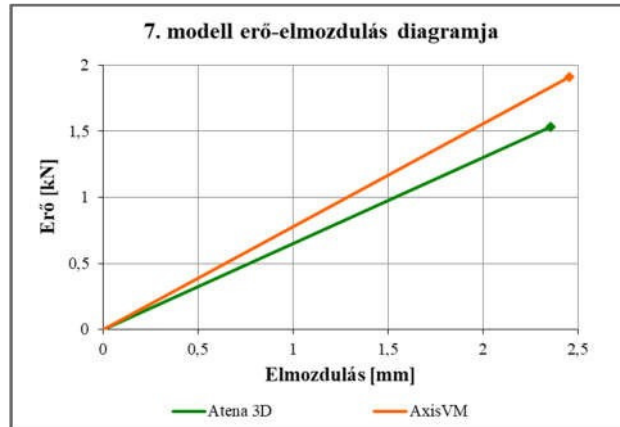
C25/30-as kitöltő beton esetén:



41. ábra: A kitöltő 75 cm magas

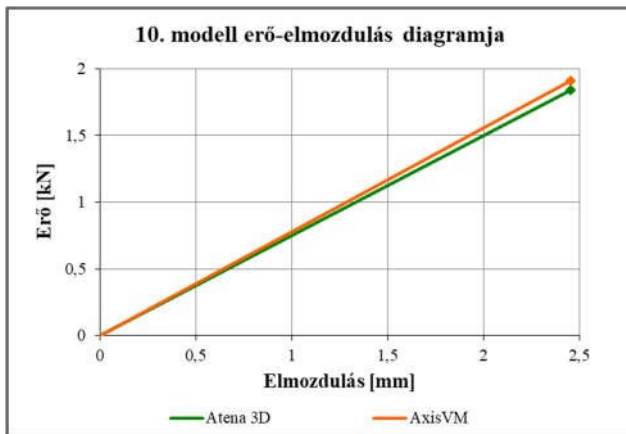


42. ábra: A kitöltő 50 cm magas

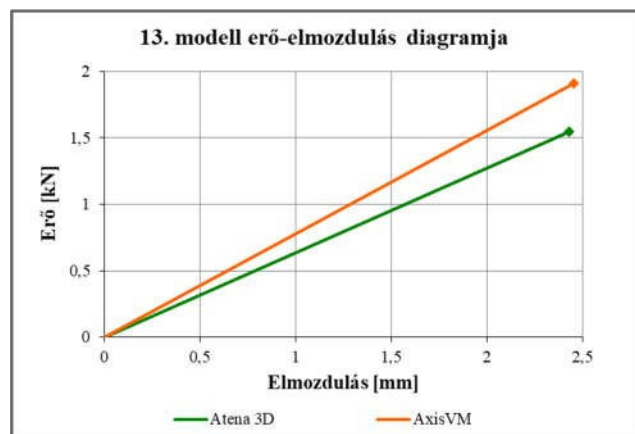


43. ábra: A kitöltő 25 cm magas

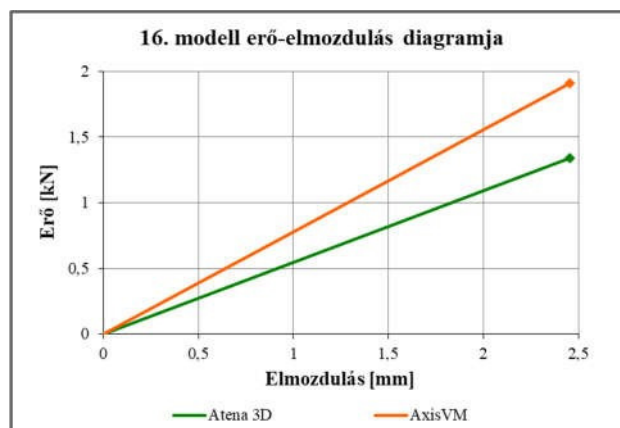
C20/25-as kitöltő beton esetén:



44. ábra: A kitöltő 75 cm magas



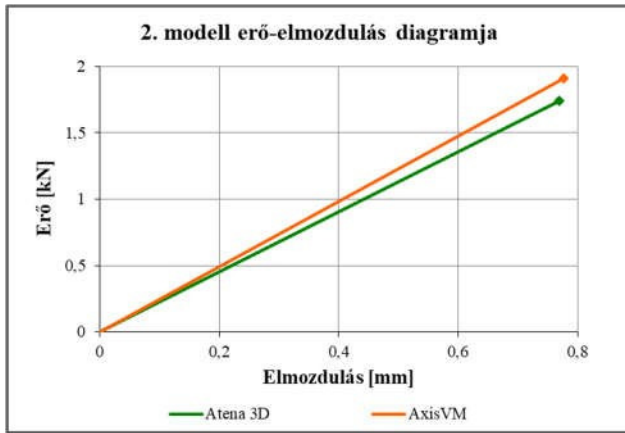
45. ábra: A kitöltő 50 cm magas



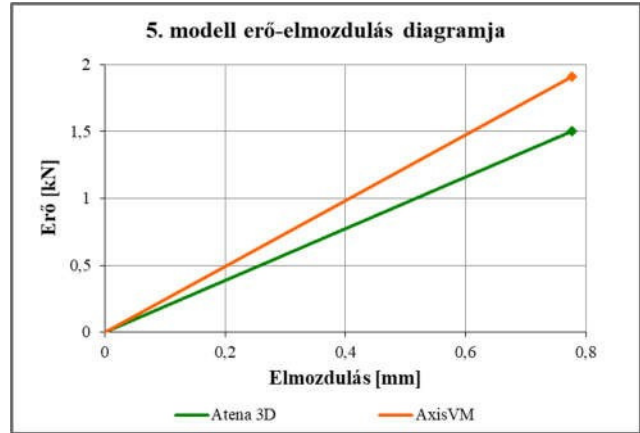
46. ábra: A kitöltő 25 cm magas

8.1.2. 40x40-as oszlopok diagramjai

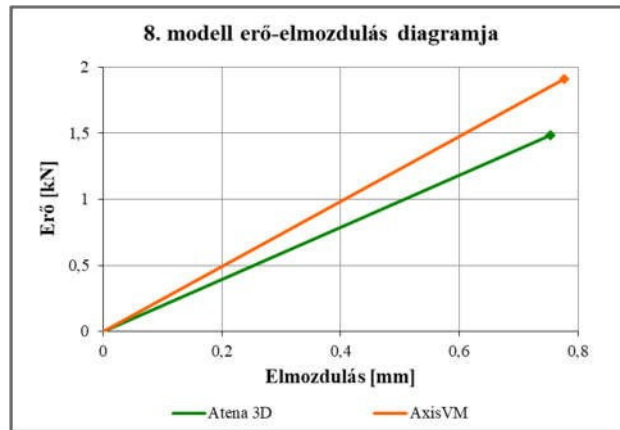
C25/30-as kitöltő beton esetén:



47. ábra: A kitöltő 75 cm magas

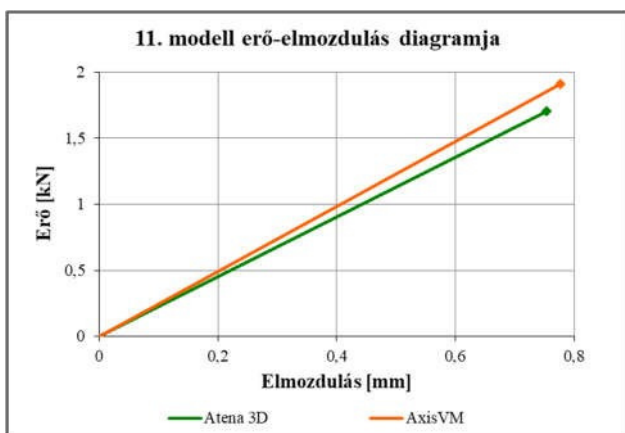


48. ábra: A kitöltő 50 cm magas

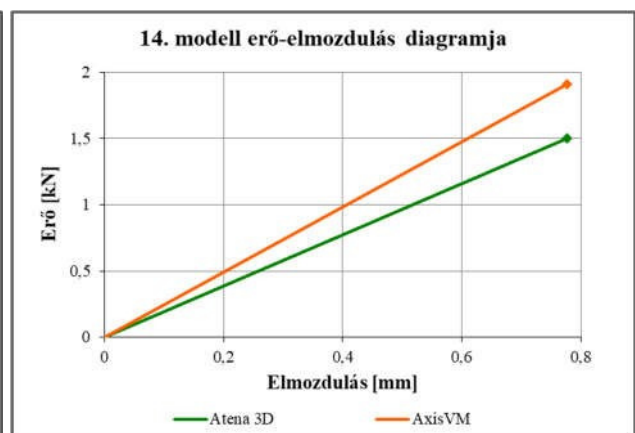


49. ábra: A kitöltő 25 cm magas

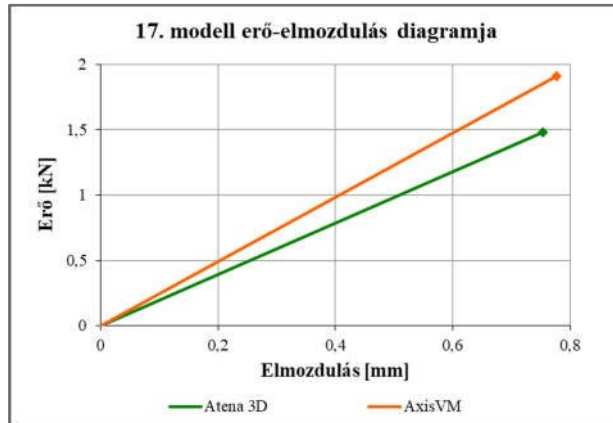
C20/25-as kitöltő beton esetén:



50. ábra: A kitöltő 75 cm magas



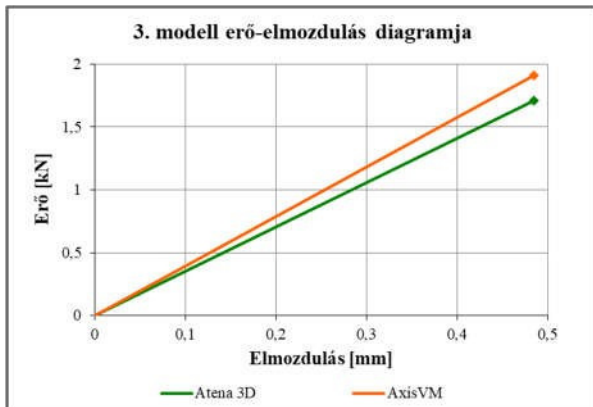
51. ábra: A kitöltő 50 cm magas



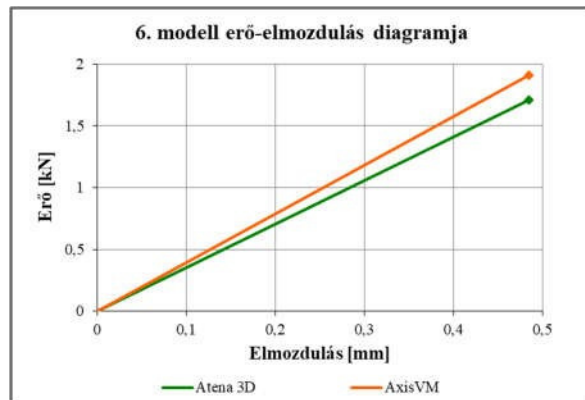
52. ábra: A kitöltő 25 cm magas

8.1.3. 45x45-as oszlopok diagramjai

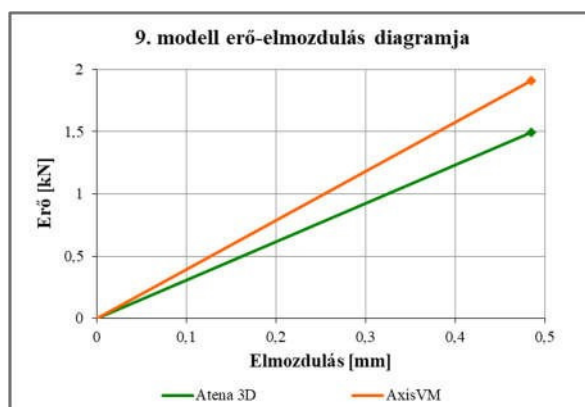
C25/30-as kitöltő beton esetén:



53. ábra: A kitöltő 75 cm magas

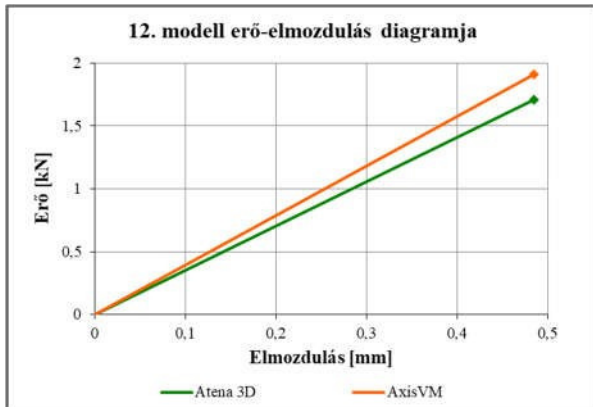


54. ábra: A kitöltő 50 cm magas

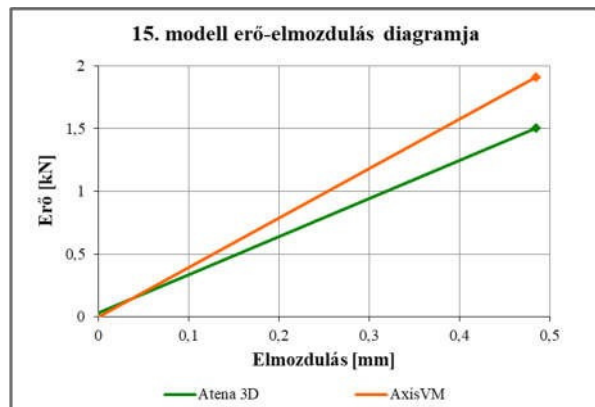


55. ábra: A kitöltő 25 cm magas

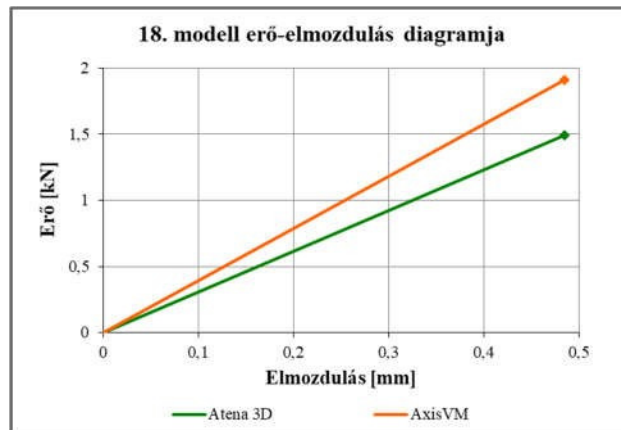
C20/25-as kitöltő beton esetén:



56. ábra: A kitöltő 75 cm magas



57. ábra: A kitöltő 50 cm magas



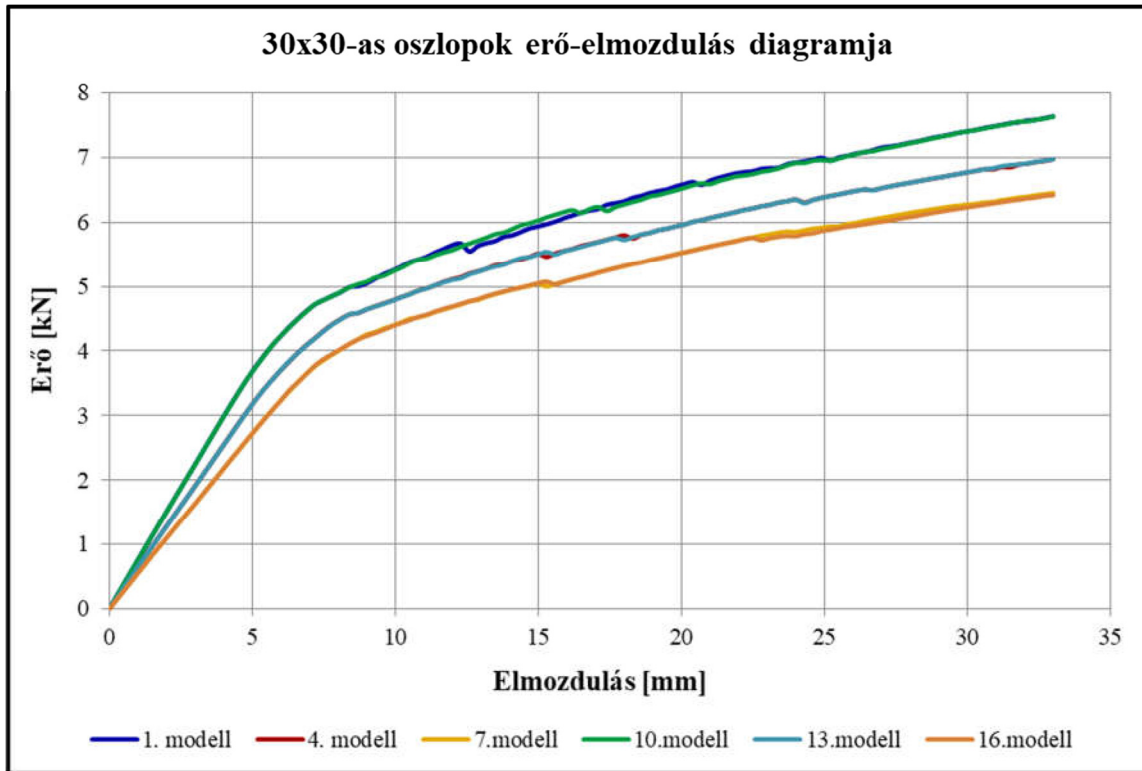
58. ábra: A kitöltő 25 cm magas

8.2. A vízszintes eltolódás határértékeivel terhelt modellek

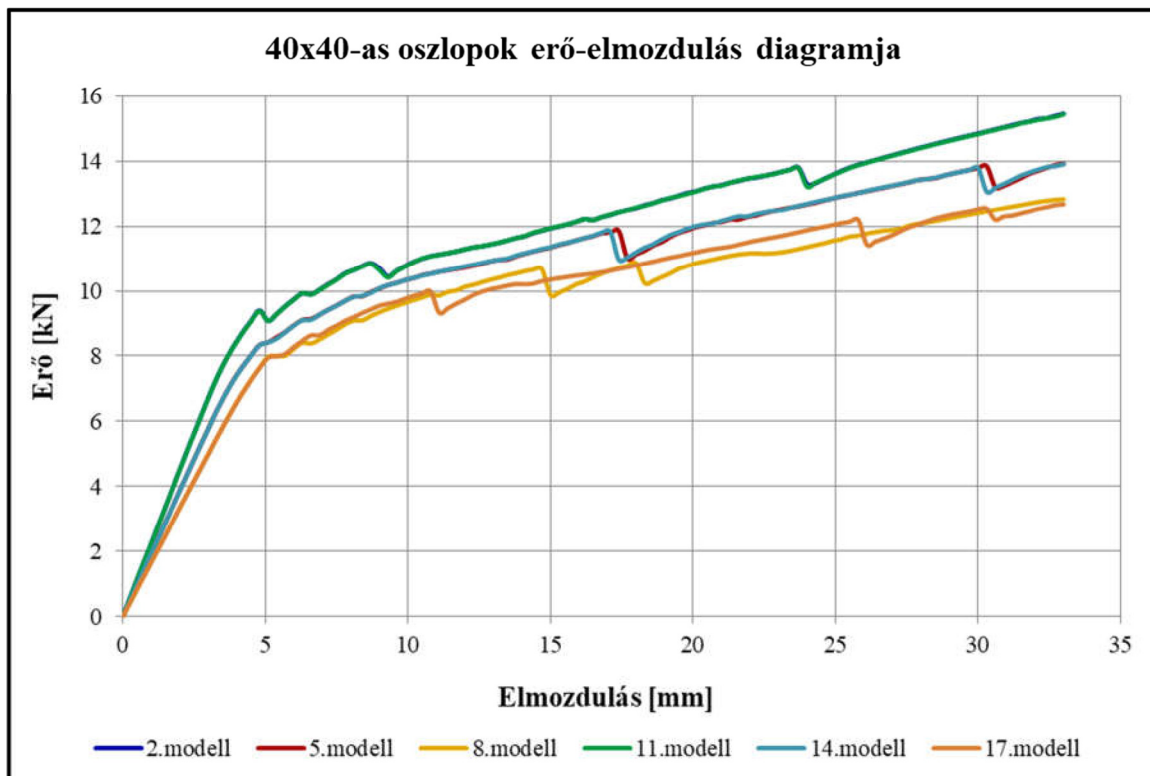
Az első 18 futtatás után, mindegyik modellben a 7. pontban részletezett relatív vízszintes eltolódás határértékével megegyező terhet definiáltunk, vagyis 30 mm-t. Az így elvégzett számítások erő-elmozdulás diagramjait először oszlop keresztmetszet szerint ábráztuk. A különböző kitöltő magassággal rendelkező modellek görbéi jól elkülönülnek egymástól, ellenben az eltérő kitöltő anyagminőségű modellek görbéivel, melyeknél csak minimális különbségek figyelhetők meg. Ugyanez látható az azonos kitöltő magassággal rendelkező görbéknél is, ahol az oszlop mérete szerint csoportosulnak az eredmények.

A diagramokról leolvasható, hogy a maximális elmozdulás 33 mm lesz minden modell esetén. Ennek oka, hogy az ATENA 3D program nemlineáris számításokat hajt végre, vagyis figyelembe veszi a másodrendű hatásokat. A monitor pontban ébredő vízszintes erők maximális nagysága 30x30-as oszlop esetén 7,63 kN (1. modell), 40x40-es oszlop esetén 15,45 kN (2. modell), 45x45-ös oszlop esetén pedig 20,40 kN (3. modell). A kitöltő beton magassága szerint csoportosított modellek között egyértelműen a 45x45-ös oszlopok esetén ébred a legnagyobb vízszintes erő.

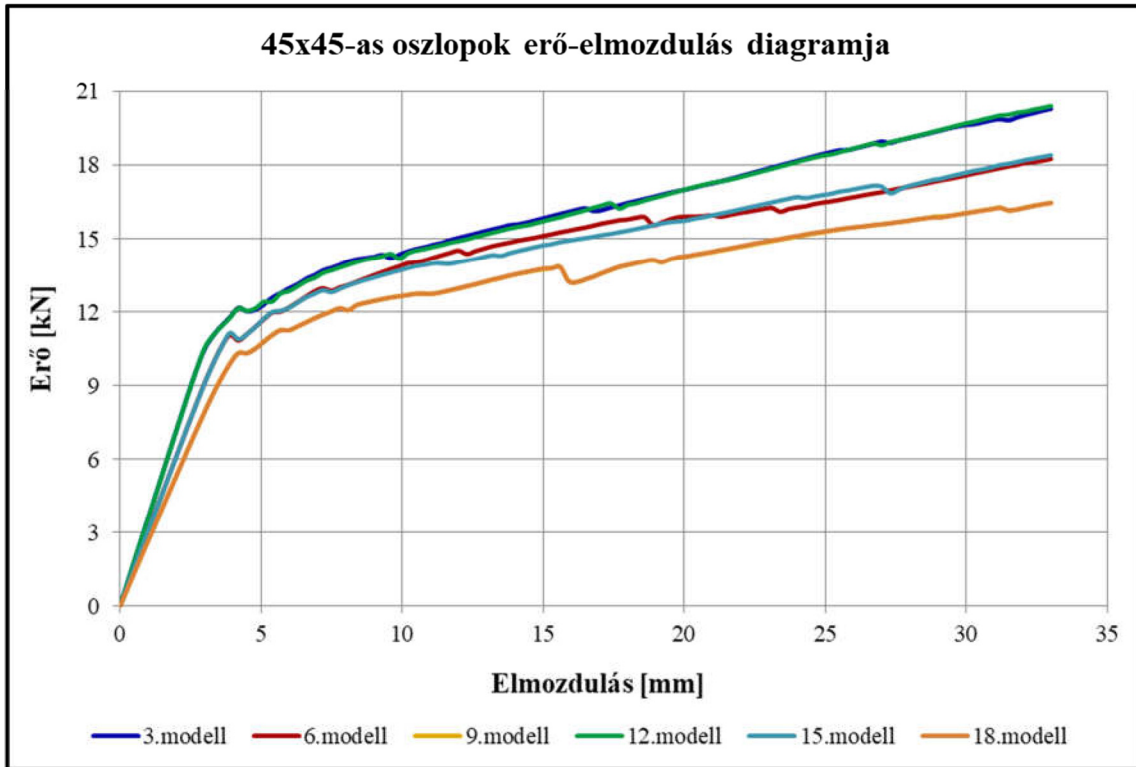
8.2.1. Oszlopméret szerinti csoportosítás



59. ábra: A 30x30-as oszlopok görbéi

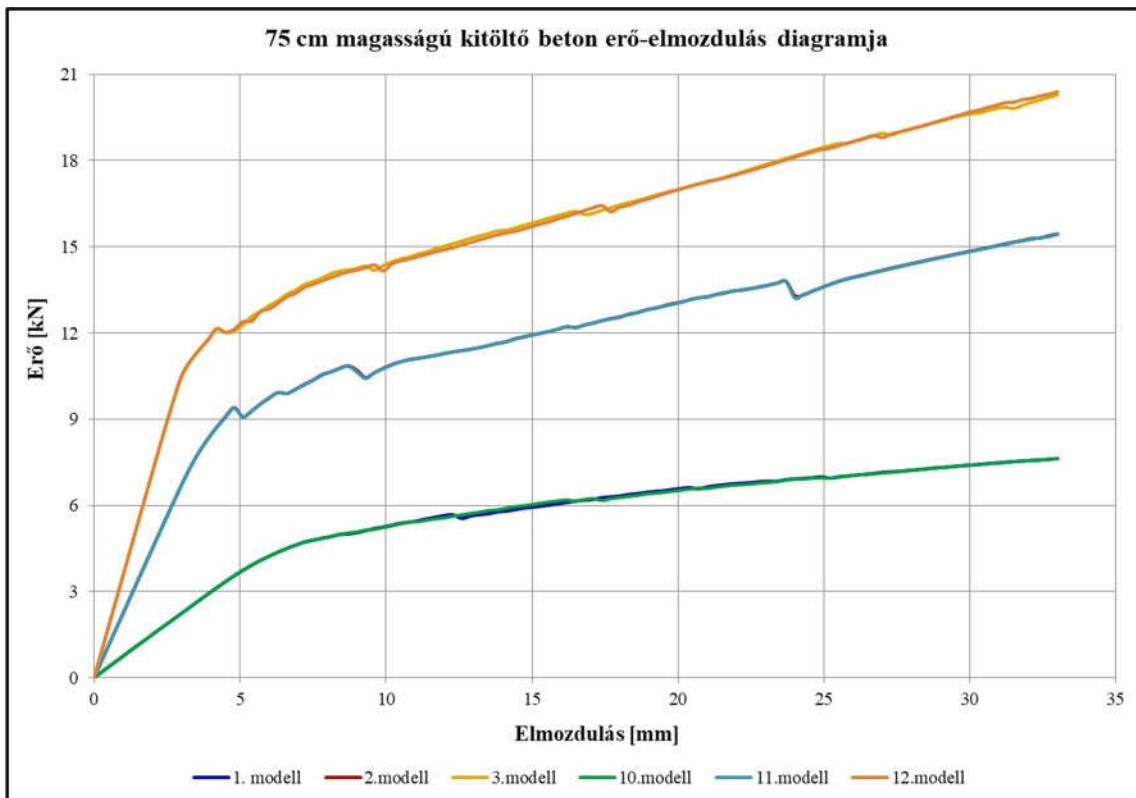


60. ábra: A 40x40-as oszlopok görbéi

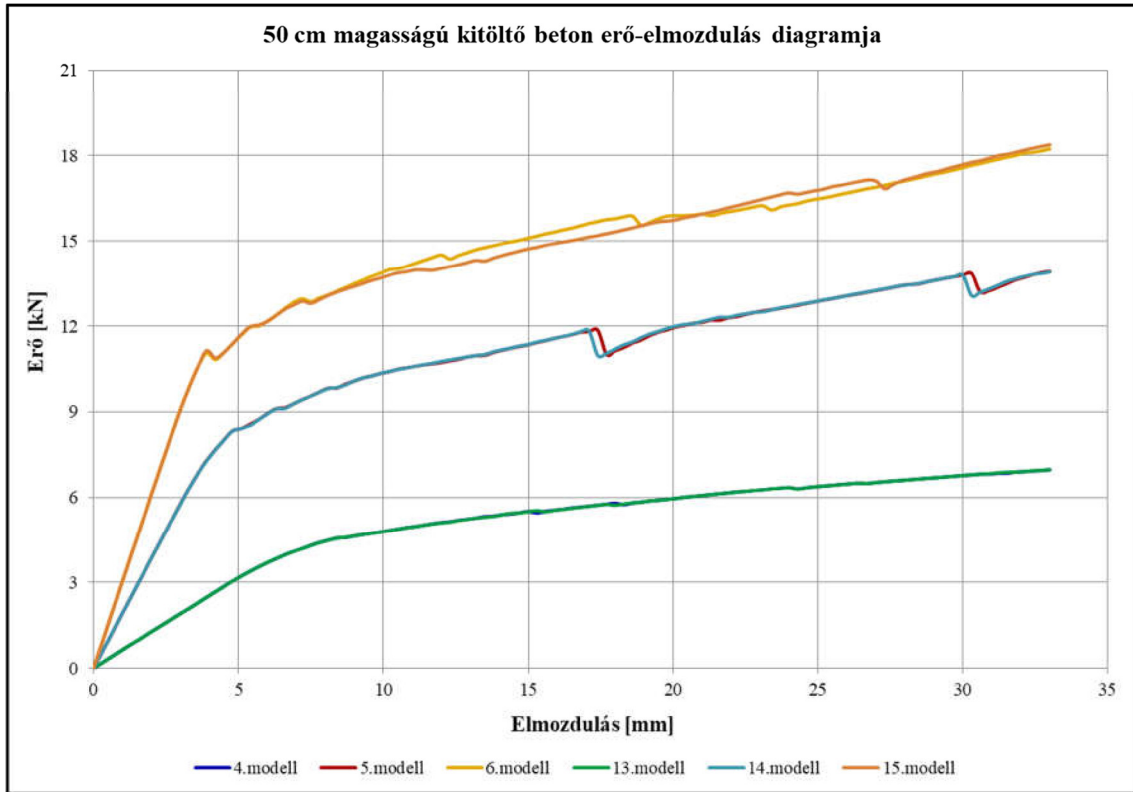


61. ábra: A 45x45-as oszlopok görbéi

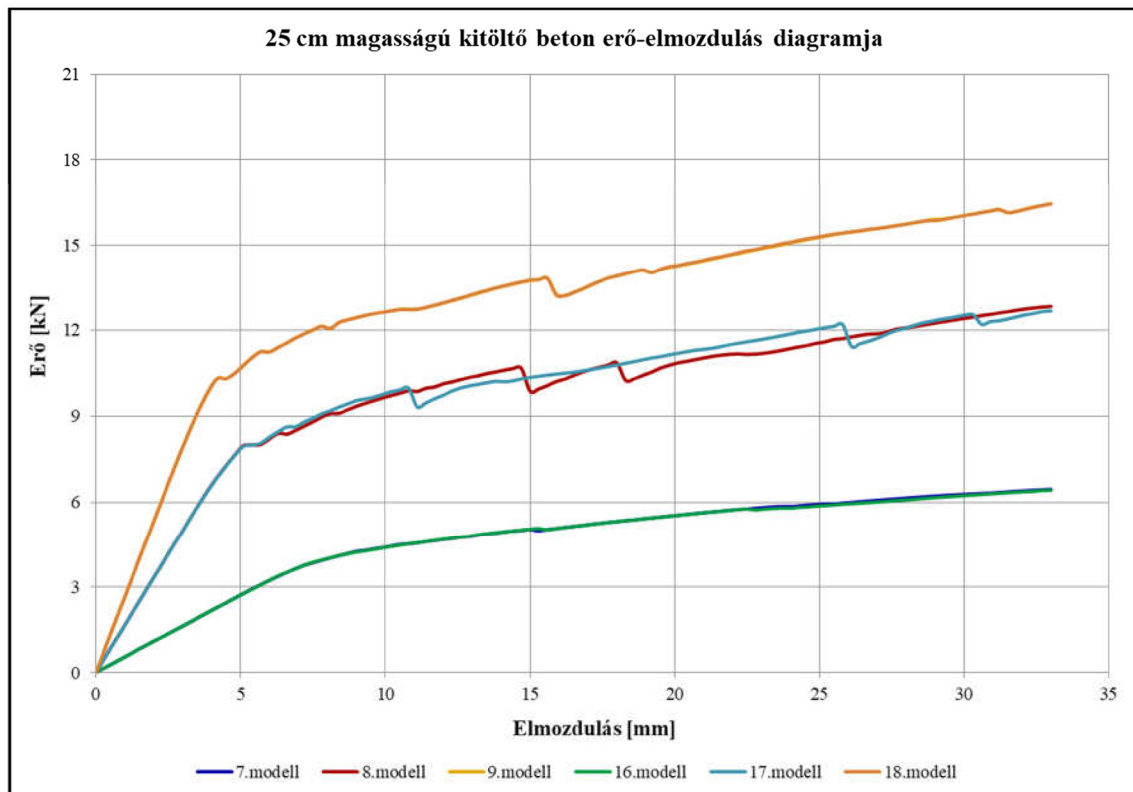
8.2.2. Kitöltő beton magassága szerinti csoportosítás



62. ábra: A 75 cm magasságú kitöltő beton görbéi



63. ábra: Az 50 cm magasságú kitöltő beton görbéi



64. ábra: A 25 cm magasságú kitöltő beton görbéi

8.3. A két program közötti eltérések

A lineáris számítások során eredményül kapott erők értékei nagyobbak lesznek, mint a nemlineáris számításból adódóak. Miután a 18 modellt egy nagyobb elmozdulás teherrel (30 mm) is lefuttattuk Atena-ban, az innen exportált erő, elmozdulás adatsorokból iterációval meghatározható, hogy mekkora elmozdulás tartozik 1,91 kN-os erőhöz. Az így megállapított szorzó által összehasonlítható lesz a két program. Emellett megvizsgáltuk még, hogy ha Axis-ban nemlineáris statikai számítást futtatunk, akkor milyen eltérések adódnak az Atena eredményeihez képest. Ezeket az eredményeket a következő táblázat foglalja össze.

	lineáris AxisVM		nemlineáris Atena		Eltérést mérő szorzó	nemlineáris AxisVM		nemlineáris Atena		Eltérést mérő szorzó
	elmozdulás [mm]	erő [kN]	elmozdulás [mm]	erő [kN]		elmozdulás [mm]	erő [kN]	elmozdulás [mm]	erő [kN]	
1. modell	2,455	1,91	2,545	1,91	1,0367	2,375	1,91	2,545	1,91	1,0716
2. modell	0,777	1,91	0,846	1,91	1,0888	0,798	1,91	0,846	1,91	1,0602
3. modell	0,485	1,91	0,531	1,91	1,0948	0,497	1,91	0,531	1,91	1,0684
4. modell	2,455	1,91	3,001	1,91	1,2224	2,375	1,91	3,001	1,91	1,2636
5. modell	0,777	1,91	0,986	1,91	1,2690	0,798	1,91	0,986	1,91	1,2356
6. modell	0,485	1,91	0,620	1,91	1,2784	0,497	1,91	0,620	1,91	1,2475
7. modell	2,455	1,91	3,504	1,91	1,4273	2,375	1,91	3,504	1,91	1,4754
8. modell	0,777	1,91	1,141	1,91	1,4685	0,798	1,91	1,141	1,91	1,4298
9. modell	0,485	1,91	0,714	1,91	1,4722	0,497	1,91	0,714	1,91	1,4366
10. modell	2,455	1,91	2,547	1,91	1,0375	2,375	1,91	2,547	1,91	1,0724
11. modell	0,777	1,91	0,846	1,91	1,0888	0,798	1,91	0,846	1,91	1,0602
12. modell	0,485	1,91	0,531	1,91	1,0948	0,497	1,91	0,531	1,91	1,0684
13. modell	2,455	1,91	3,006	1,91	1,2244	2,375	1,91	3,006	1,91	1,2657
14. modell	0,777	1,91	0,986	1,91	1,2690	0,798	1,91	0,986	1,91	1,2356
15. modell	0,485	1,91	0,621	1,91	1,2804	0,497	1,91	0,621	1,91	1,2495
16. modell	2,455	1,91	3,506	1,91	1,4281	2,375	1,91	3,506	1,91	1,4762
17. modell	0,777	1,91	1,144	1,91	1,4723	0,798	1,91	1,144	1,91	1,4336
18. modell	0,485	1,91	0,714	1,91	1,4722	0,497	1,91	0,714	1,91	1,4366

3. táblázat: A két program eredményeinek összehasonlítása

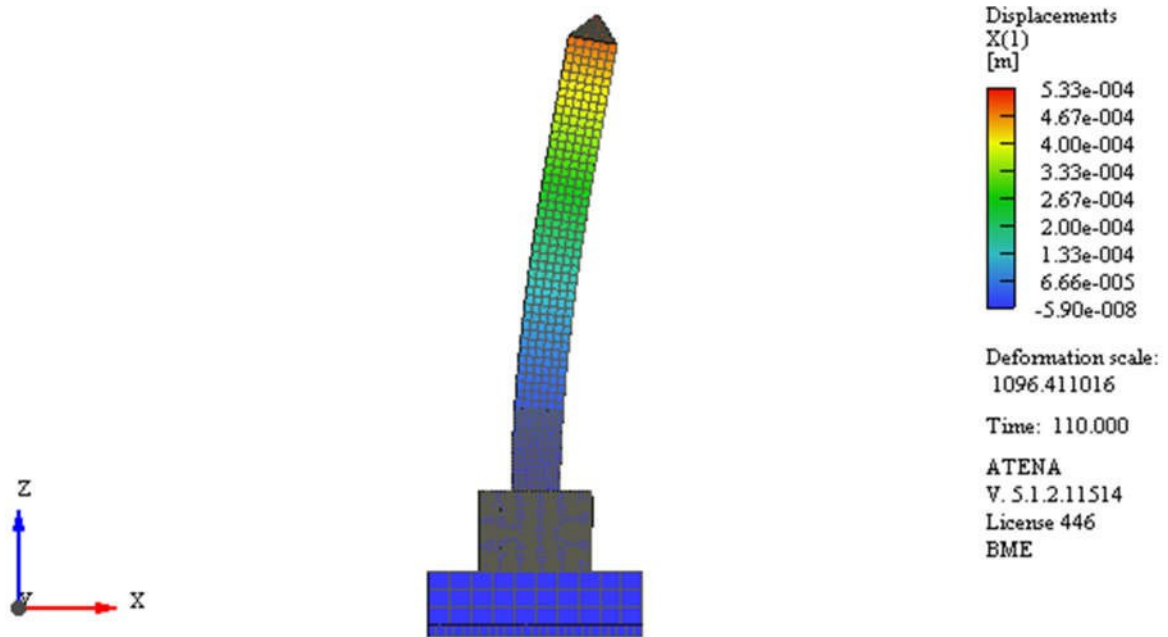
Ahogy az az erő-elmozdulás diagramokból is látható volt, a kitöltő beton anyagminőségének csökkentése nem okoz jelentős eltéréseket az eredményekben, vagyis az azonos oszlop keresztmetszetekkel és kitöltő beton magassággal rendelkező modellek eredményei közel azonosak. Azonban ennél az összehasonlításnál a megegyező keresztmetszetű oszlopokhoz tartozó szorzók meglehetősen nagy szórást mutatnak. Tehát megállapítható, hogy az eltérést mérő szorzó nagyságára legnagyobb hatással a kitöltő beton magassága van. A 75 cm magasságú kitöltő betonnal rendelkező modellek esetén a maximális eltérés 9,48%, 50 cm magasságú kitöltő beton esetén ez az érték 28,04%, 25 cm magasság esetén pedig 47,62%. Az is látható a táblázatban, hogy a lineáris és nemlineáris Axis számítások ugyancsak kis eltérést mutatnak, a szorzók közötti különbség legnagyobb értéke a 16. modell esetén 4,81%.

8.4. Az egyes szerkezeti elemek jellemző deformációi igénybevételei

A következő pontokban a teljesség igénye nélkül, a szerkezeti elemek eltolódás és főfeszültségi ábráit fogjuk szemléltetni az imént bemutatott két terhelési esetben. A megalkotott 18 modell közül annak az ábrái fognak szerepelni, melyeken a legnagyobb igénybevételek keletkeztek, jelen esetben ez a 12. modell.

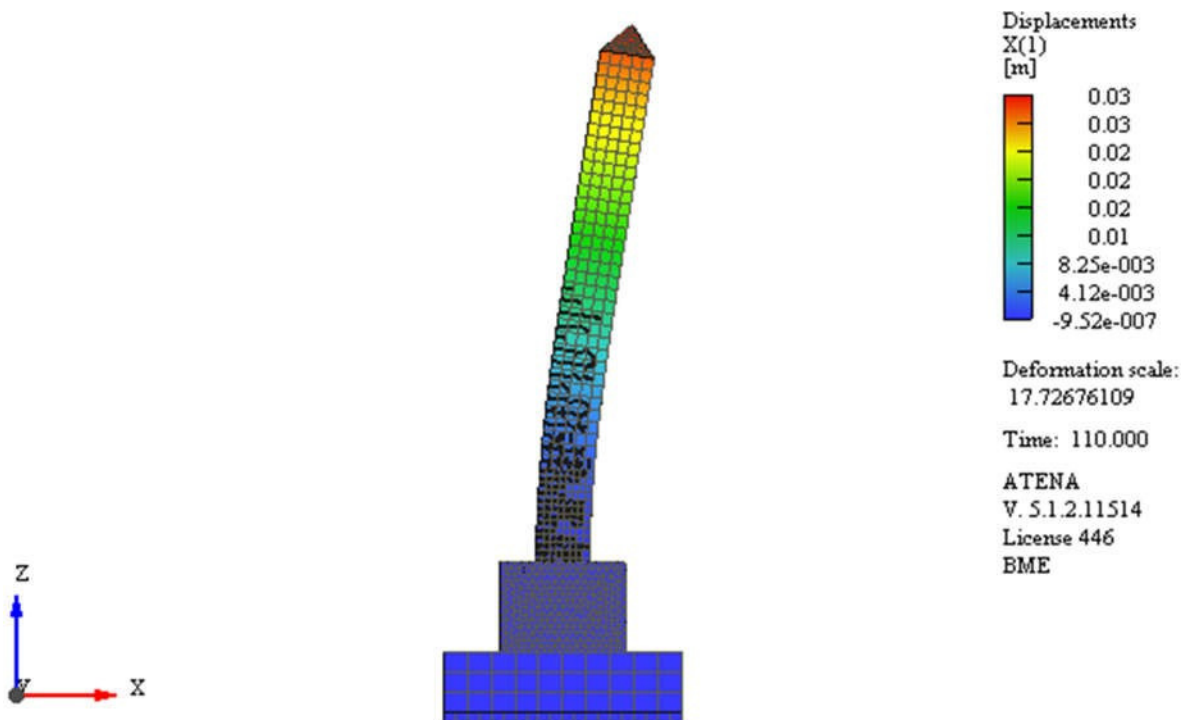
8.4.1. A teljes szerkezet eltolódás ábrája

AxisVM-ben kapott vízszintes eltolódással terhelt modell:



65. ábra: A szerkezet elmozdulás ábrája

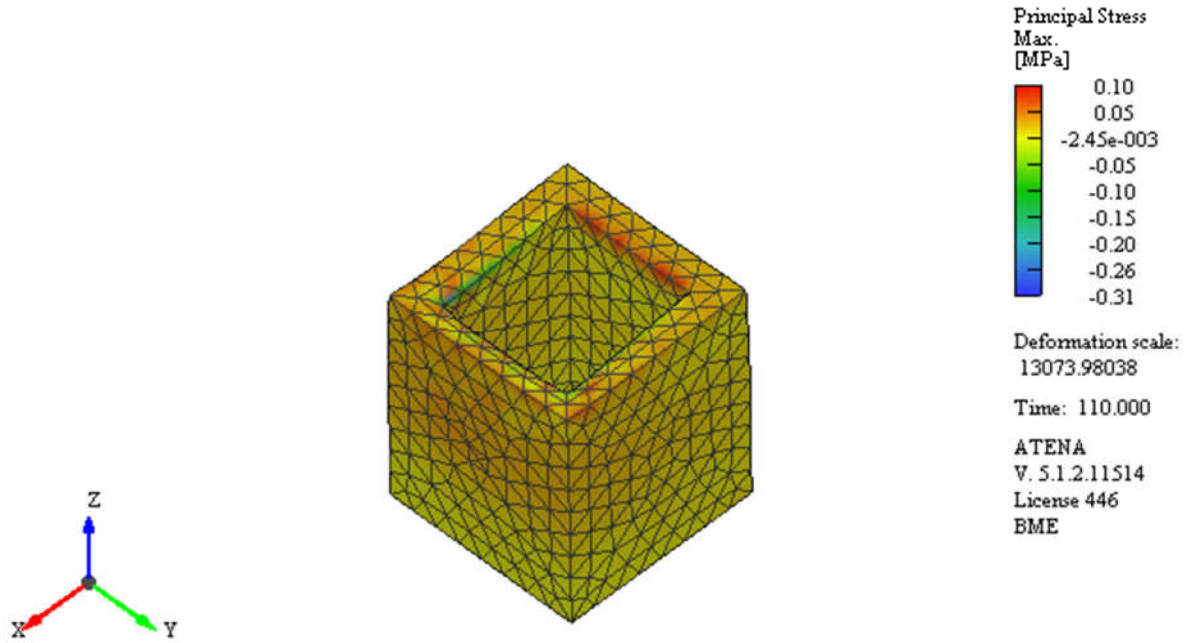
A vízszintes eltolódás határértékeivel terhelt modell:



66. ábra: A szerkezet elmozdulás ábrája

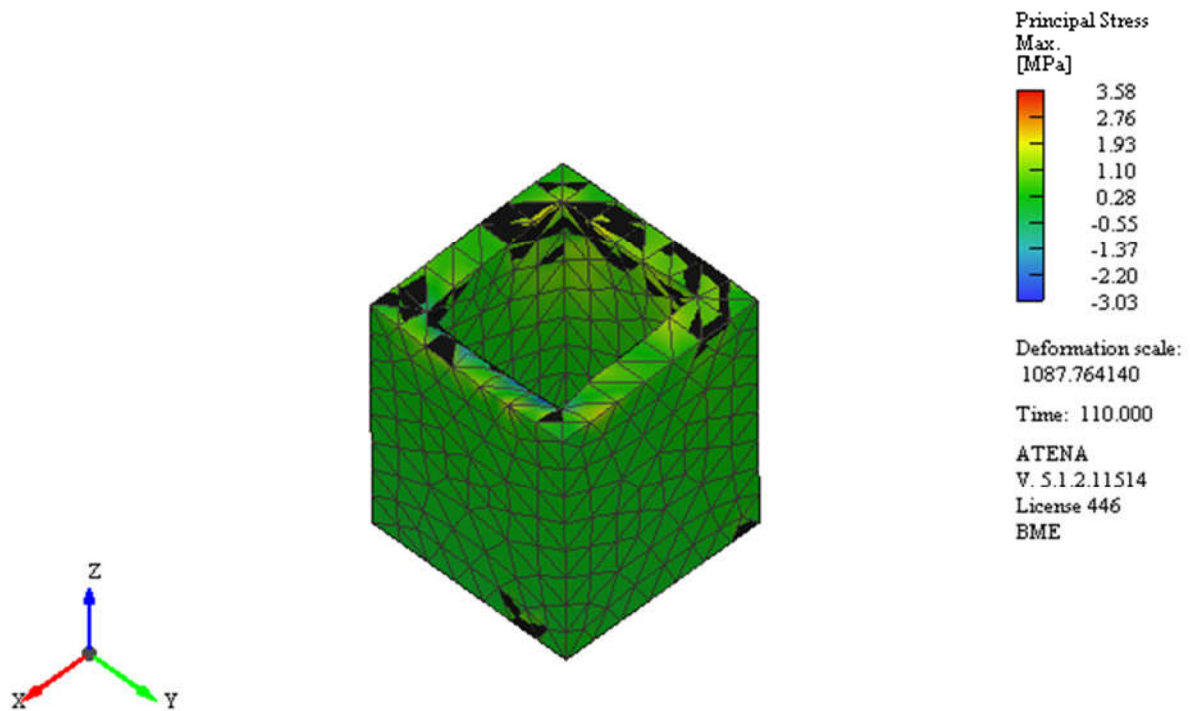
8.4.2. A kitöltő betonban keletkező feszültségek és repedések

AxisVM-ben kapott vízszintes eltolódással terhelt modell:



67. ábra: A kitöltő beton főfeszültségei

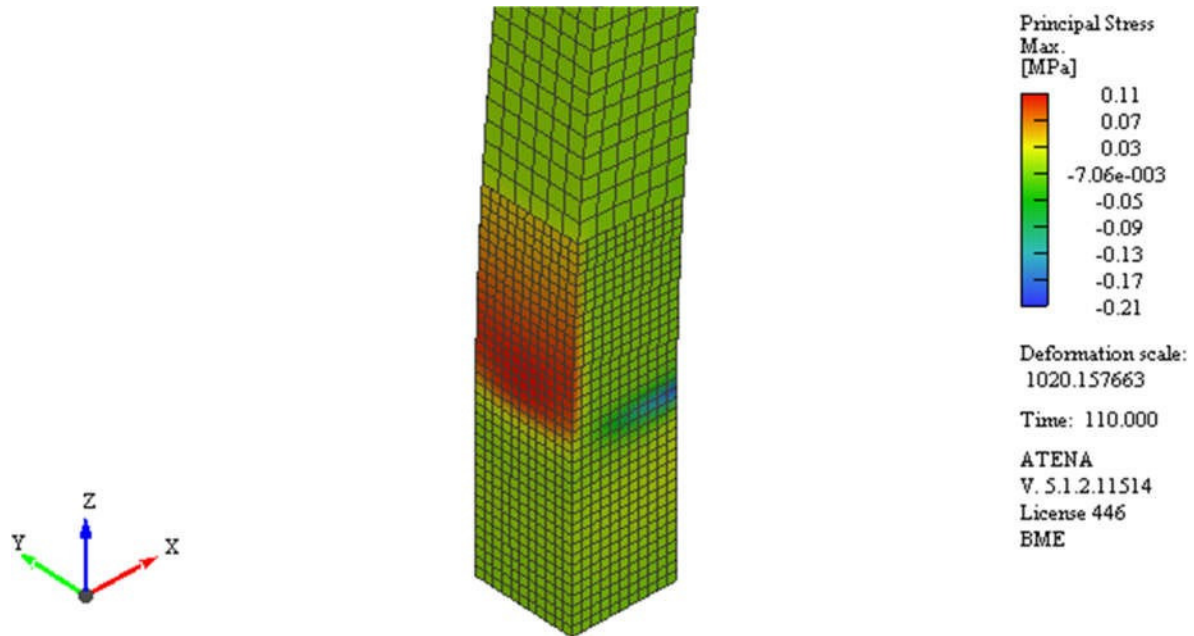
A vízszintes eltolódás határértékeivel terhelt modell:



68. ábra: A kitöltő beton főfeszültségei

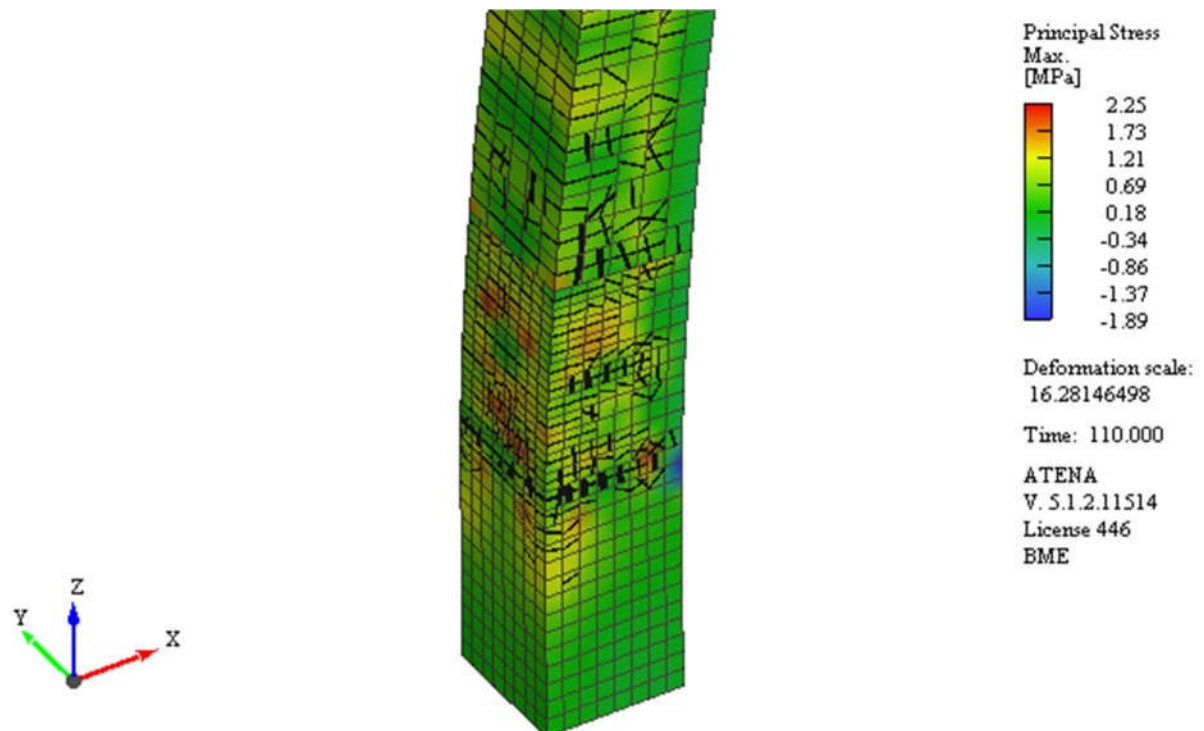
8.4.3. Az oszlopban keletkező feszültségek és repedések

AxisVM-ben kapott vízszintes eltolódással terhelt modell:

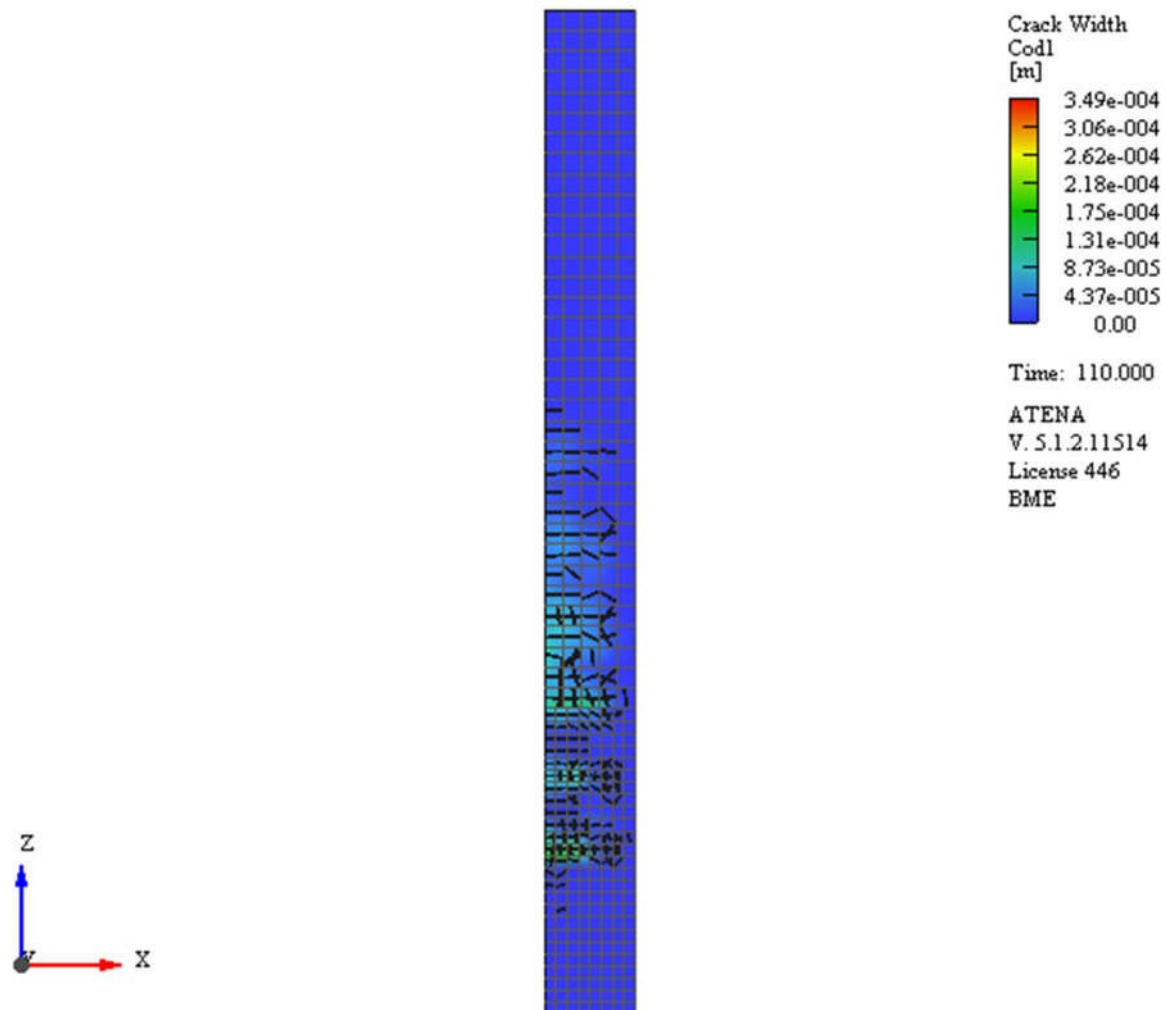


69. ábra: Az oszlop főfeszültségei a kehelynyak megtámasztásánál

A vízszintes eltolódás határértékeivel terhelt modell:



70. ábra: Az oszlop főfeszültségei a kehelynyak megtámasztásánál



71. ábra: Az oszlop repedésmintázata

8.5. A futtatások során felmerülő problémák, következtetések

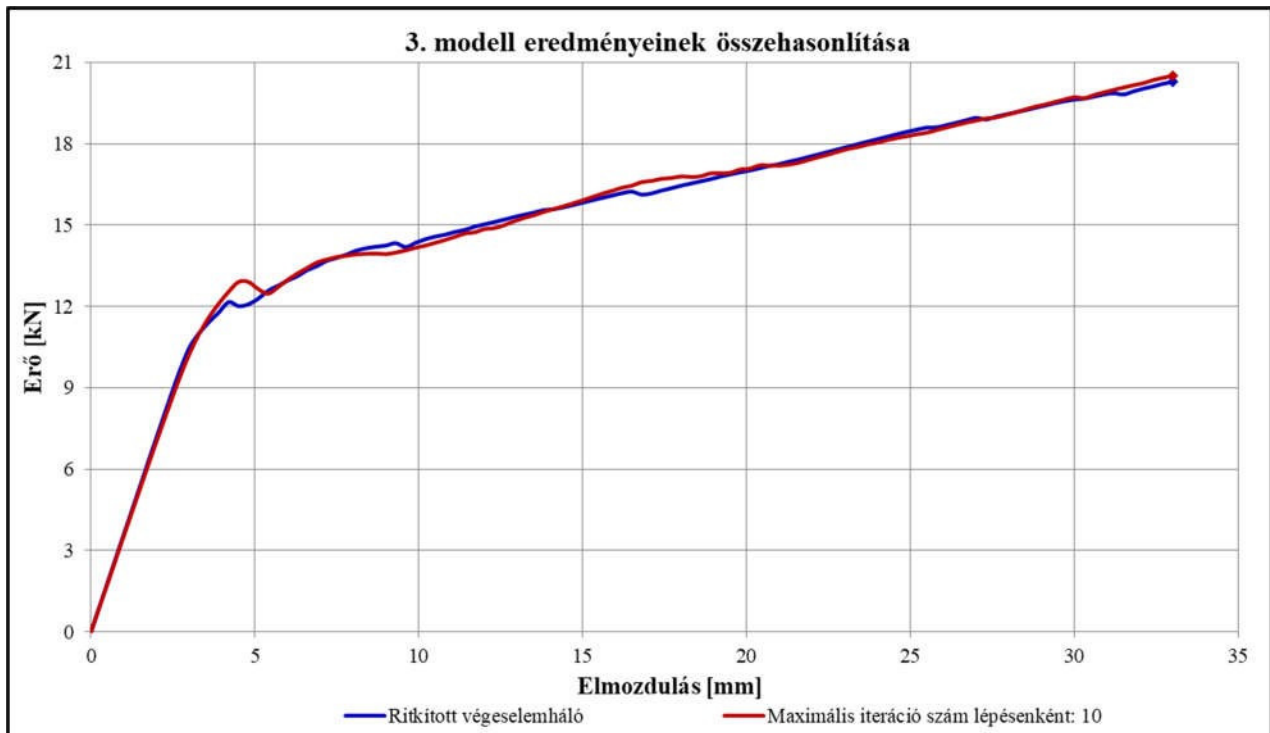
Az egyszintes keretek vízszintes eltolódásának határértékével terhelt modellek futtatásakor minden 3. modellnél, vagyis a 45x45-ös keresztmetszetű oszlopok esetén a program minden lépésben 40 darab iterációt hajtott végre, ennek következtében a számítás több mint 12 óra után sem futott le.

A 18 modell közül 6 darabnál jelentkezett ez a probléma, így ezekben az esetekben kismértékben ritkítottuk a végelem hálón. A teherátadó gúla, az oszlop és a kehelynyak hálósűrűségét 4 cm-ről 6 cm-re, a kitöltő beton hálósűrűségét pedig 8 cm-ről 10 cm-re növeltük, az alaptest hálóját viszont nem változtattuk. Ezt mutatja be az alábbi táblázat.

	végelemek mérete [cm]				
	teherátadó elem	oszlop	kitöltő	kehelynyak	alaptest
1. modell	4	4	8	4	20
2. modell	4	4	8	4	20
3. modell	6	6	10	6	20
4. modell	4	4	8	4	20
5. modell	4	4	8	4	20
6. modell	6	6	10	6	20
7. modell	4	4	8	4	20
8. modell	4	4	8	4	20
9. modell	6	6	10	6	20
10. modell	4	4	8	4	20
11. modell	4	4	8	4	20
12. modell	6	6	10	6	20
13. modell	4	4	8	4	20
14. modell	4	4	8	4	20
15. modell	6	6	10	6	20
16. modell	4	4	8	4	20
17. modell	4	4	8	4	20
18. modell	6	6	10	6	20

4. táblázat: Végelemháló méretének bemutatása

A végelem háló ritkítását megelőzően, a 3. modell input fájljában csökkentettük az iterációk maximális számát 40-ről 10-re, így a futtatás 6 óra alatt befejeződött. Az itt kapott eredményeket összehasonlítottuk a kisebb hálósűrűséggel rendelkező modell eredményeivel. A két végeredmény: 20,286 kN és 20,5063 kN, 33 mm eltolódás esetén, az eltérés 1,086%.



72. ábra: A 3. modell eredményeit jellemző erő-elmozdulás diagram

9. Oszlop-gerenda csomópontjának bemutatása

9.1. Atena numerikus modellek

Kétféle modellt készítettünk a vizsgálat során. Az elsőben a teljes keretállás felét modelleztük, melyben a gerenda-oszlop kapcsolat minden részét a lehető legpontosabban építettük meg a modellekben, míg az oszlop-alapozás kapcsolatot egy befogással helyettesítettük. A második verzióban a gerenda felét, az oszlop-gerenda kapcsolatot, és az oszlop felső egy méterét építettük meg a modellekben. A későbbiekben kitérünk arra, hogy miért volt szükség a kétféle modell megépítésére. Ezen két típuson belül háromféle kapcsolati kialakítást vizsgáltunk, melyeknek ugyanazon paramétereit változtattuk meg a modellekben, ezzel bemutatva az egyes elemek megváltozásának hatását a kapcsolat viselkedésére. A kialakított modellek változatai a következő táblázatban láthatók.

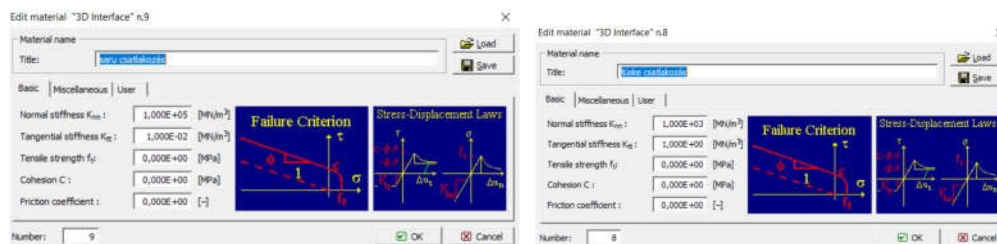
Modell száma	Oszlop hossza a modellben	Oszlop keresztmetszete		Gerenda mérete		Gerenda anyagminősége	Tüske átmérője (mm)	Kitöltő anyagminősége
		h(cm)	b(cm)	h(cm)	b(cm)			
1	teljes	30	30	50	30	C30/37	25	Sikagrout
2	teljes	30	30	50	30	C30/37	25	C40/50
3	teljes	30	30	50	30	C30/37	25	C45/55
4	teljes	30	30	50	30	C30/37	25	C50/60
5	teljes	30	30	50	30	C30/37	25	C60/75
6	teljes	40	40	50	40	C30/37	25	C40/50
7	teljes	40	40	50	40	C30/37	25	C45/55
8	teljes	40	40	50	40	C30/37	25	C50/60
9	teljes	40	40	50	40	C30/37	25	C60/75
10	teljes	45	45	50	45	C30/37	25	C40/50
11	teljes	45	45	50	45	C30/37	25	C45/55
12	teljes	45	45	50	45	C30/37	25	C50/60
13	teljes	45	45	50	45	C30/37	25	C60/75
14	teljes	30	30	50	30	C30/37	20	C40/50
15	teljes	30	30	50	30	C30/37	20	C45/55
16	teljes	30	30	50	30	C30/37	20	C50/60
17	teljes	30	30	50	30	C30/37	20	C60/75
18	felső 1 méter	30	30	50	30	C30/37	25	Sikagrout
19	felső 1 méter	30	30	50	30	C30/37	25	C40/50
20	felső 1 méter	40	40	50	40	C30/37	25	C40/50
21	felső 1 méter	45	45	50	45	C30/37	25	C40/50
22	felső 1 méter	30	30	50	30	C30/37	20	C40/50
23	felső 1 méter	30	30	50	30	C30/37	25	C45/55
24	felső 1 méter	30	30	50	30	C30/37	25	C50/60
25	felső 1 méter	30	30	50	30	C30/37	25	C60/75

5. táblázat: Az elkészített modellverziók bemutatása

9.2. A modellek geometriai jellemzői

Az első változatban a keretállás felét modelleztük, a gerenda felében definiált szimmetria segítségével. A háromdimenziós modellezés során definiáltuk az oszlopot, a rajta elhelyezett sarut, a betonacél tüskét (továbbiakban: tüske), a kitöltő betont illetve a gerendát. A gerendát és az oszlopot két részben modelleztük. Ennek oka az, hogy a végeelem hálót a kapcsolat környezetében sűrűbbre tudjuk állítani, ezzel pontosabb eredményt elérve. A két előregyártott elemet összefogó tüskét nem a programban definiálható betonacéllal modelleztük, hanem egy tíz oldalból álló hasábbal. Erre azért volt szükség, mert a programban definiált betonacélokban kizárólag egyirányú erő ébredhet, (húzás vagy nyomás) és feltételezéseink szerint nyírás és kismértékű hajlítás is létrejön ebben az elemben. A tüske helyét az oszlop felső felében és a kitöltőbetonban is egy a tüske geometriájával megegyező lyukkal definiáltuk, így létrejöhetnek a felületek mentén a kapcsolatok (programban: contact). A testmodellek megépítése után elhelyeztük a számításokban kapott betonacélokat a gerendában és az oszlopban egyaránt. Ebben a vizsgálatban lágyvasalású gerendát alkalmaztunk. Ezek után következhetett a támaszok és terhek elhelyezése. A terhek definiálása után az egyes felület közti kapcsolatok (contact) beállítása volt hátra.

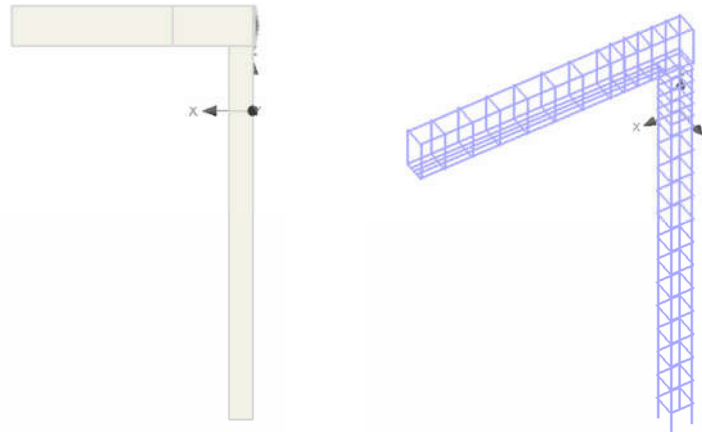
Fontos volt a valóságos viselkedés eléréséhez, hogy a saru alsó és felső síkja ne csatlakozzon sem a gerendához, sem az oszlophoz olyan felületi kapcsolattal, ami húzást tud átadni. A másik hasonló felület, a tüske és a kitöltő beton közötti felületeken alakult ki. Ebben az esetben el kellett érünk, hogy a tüske vízszintes irányú nyomást átadjon a kitöltő betonra, de az elhajlásából (hajlításból) ne keletkezzen húzófeszültség a kitöltő betonban. Ezt a két kialakítást egy-egy interface elemmel (6.2 fejezet) értük el. A második kialakításban ez elsőtől eltérően nem a teljes oszlopot, csak annak felső egy méterét modelleztük, természetesen ezzel együtt a szerkezet megtámasztásait is meg kellett változtatni, amit a következő fejezetben fogunk bemutatni.



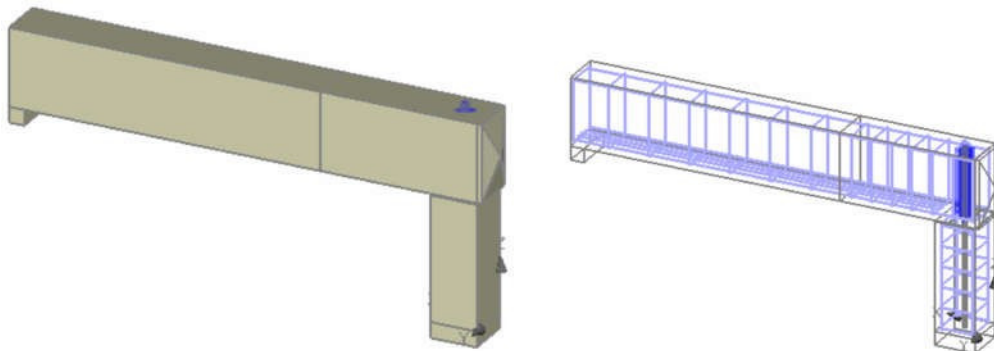
73. ábra: a modellekben definiált interface-ek

A különbség a három kialakítás között a gerendák és oszlopok keresztmetszetében, illetve az acéltüske átmérőjében volt. A gerenda 50 cm magas, míg a szélessége 30, 40, illetve 45 cm. Az oszlopok négyzet keresztmetszetűek, és minden esetben a gerenda szélességével megegyező oldalszélességűek. Minden geometriai változatot különböző kitöltő beton szilárdságokkal is megvizsgáltunk az első verzióban, míg a második verzióban csak a 30 cm-es oldalszélességű gerenda esetén tettük ezt meg.

Összesen öt anyagjellemzőjű kitöltő betonnal készítettünk modelleket, négy normál szilárdságú betont (C40/50,C45/55,C50/60,C60/75), illetve egy kifejezetten erre a célra fejlesztett termék (lásd: 3.1.5 fejezet) anyagjellemzőit definiáltuk a modellekben. Kétféle betonacél tüskével vizsgáltuk a kapcsolatot, 20 illetve 25 mm-es átmérővel, azok anyagjellemzője minden esetben megegyeztek.



74. ábra: az első verzióban kialakított geometria és vasalás

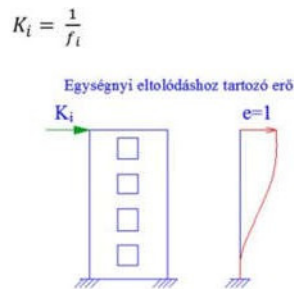


75. ábra: a második verzióban kialakított geometria és vasalás

9.3. Terhek és megtámasztások

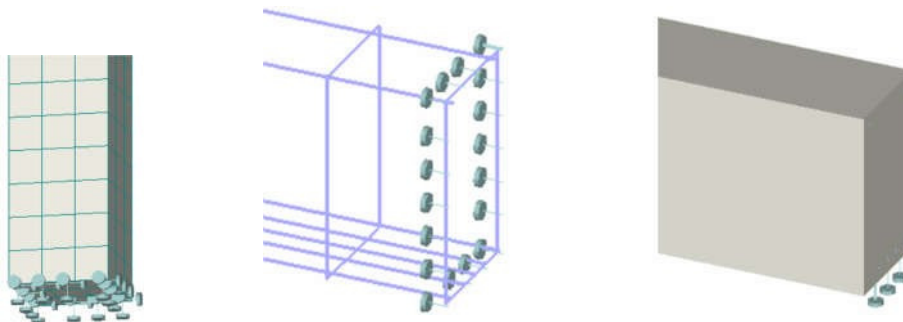
Az első kialakításban az oszlop alját globális x és y irányban, illetve az alsó síkját globális z irányban is megtámasztottuk eltolódás és elfordulással szemben is, ezzel létrehozva a befogásnak megfelelő megtámasztást. A második támaszt a gerenda felezősíkjában (globális yz sík) helyeztük el. Ezt a síkot elfordulás ellen támasztottuk meg, ezzel létrehozva egy olyan állapotot, mintha a gerenda folytatódna. Természetesen ez a sík eltolódása globális y és z irányban is szabad volt. A harmadik támasz a gerenda felezőpontjának aljában elhelyezett vonalmenti támasz volt. A függőleges terhet egy erő jellegű terheléssel a gerenda felszínén elhelyezett felületi teherrel definiáltuk, míg a vízszintes irányú terhet egy eltolódás jellegű teherrel, a gerenda végén elhelyezett teherelosztó lemezen definiáltuk. A függőleges teher a normál terhek ULS teherkombinációjából adódott, míg a vízszintes eltolódás ebben az esetben is 30 mm-es eltolás volt (ez az egyszintes keretek maximális vízszintes relatív eltolódásának határértéke, tehát 30 mm).

A második verzióban a geometriai változások következtében a megtámasztási viszonyokat is teljesen meg kellett változtatnunk. A modellezett oszlopdarab alját függőleges eltolódás ellen (globális z irány), míg a vízszintes eltolódást, egy az oszlop repedésmentes merevségével megegyező merevségű (az oszlop merevségét, mint falmerevséget számoltuk) rugóval támasztottuk meg.

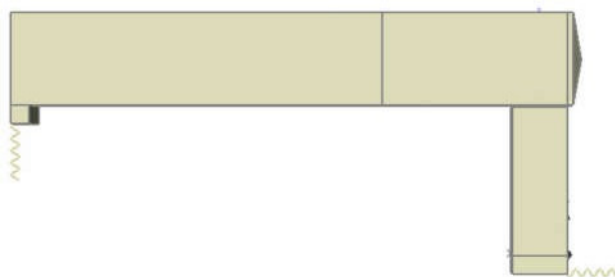


76. ábra: Falmerevség jelentése

A gerenda szimmetriasíkjában az első verzióban definiált támaszokat alkalmaztuk, annyi különbséggel, hogy a függőleges vonalmenti támaszt, itt egy a gerenda félig berepedt keresztmetszetének megfelelő merevségű rugóval helyettesítettük.

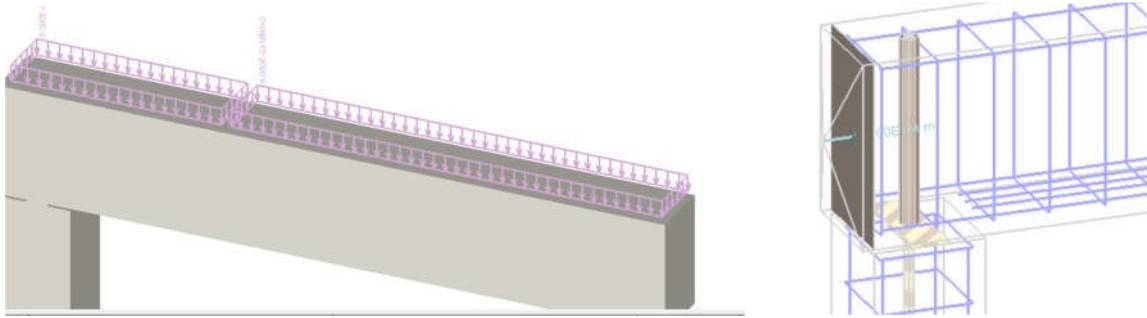


77. ábra: Az alkalmazott támaszok megjelenése az első kialakításban



78. ábra: A definiált rugók megjelenés a modellekben

A program definiált terhek a következő 79. ábrán látható.



79. ábra: A definiált terhek megjelenése a modellben

9.4. A numerikus modellek futtatása

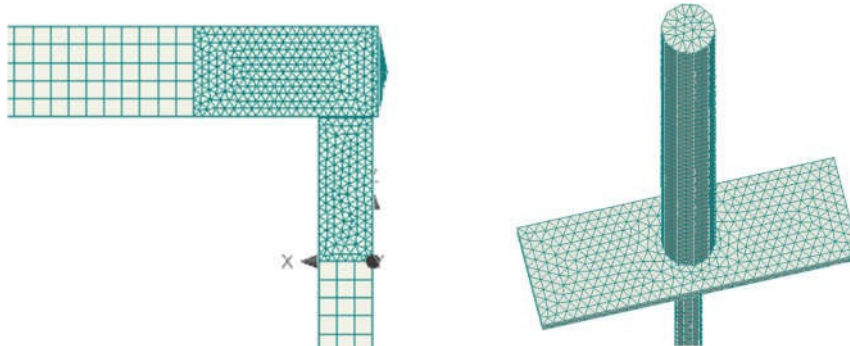
A terhelést ebben a vizsgálatban is 110 lépésben helyeztük el a szerkezeten. Ebből az első 10 lépésben a függőleges erő működött. Ebben az esetben az oszlop alján, és gerenda szimmetriasíkjában elhelyezett elfordulást gátló támaszok dolgoztak mind a kétféle modellben. Ezt követte 100 lépésben a vízszintes eltolás. Az első verzióban, az eltolás során is az oszlop alján lévő támasz működött, kiegészülve a gerenda szimmetriasíkjában elhelyezett függőleges (globális z irányú) vonalmenti támasszal. Erre a vonalmenti támaszra azért volt szükség, mert az eltolás hatására a gerenda egyszerűen leborult volna az oszlop tetejéről a beállított felületi kapcsolatok miatt (a tüske nem ad át húzást a kitöltő betonra). A második verzióban, be kellett építeni a modellbe még egy úgynevezett construction case-t, melyet úgy lehetne értelmezni, mintha az építkezés egy külön fázisában lennénk. Erre azért volt szükség, mert a programban a rugókat a támaszoktól és a terhektől eltérően nem lehet az egyes terhelési lépcsőkhöz hozzárendelni, így ezzel a módszerrel értük el, hogy a függőleges terhelés során ne működjenek, míg a vízszintes eltolódás ráengedésekor igen. Ebben az esetben az oszlop alján az elfordulás volt meggátolva, a vízszintes eltolódást ugyanígy a már említett rugó gátolta meg, míg a függőleges eltolódást szintén egy vonalmenti rugó gátolta a gerenda szimmetriatengelyében.

A lehető legtöbb adat kinyerése érdekében öt vizsgálati pontot (monitor pont) helyeztünk el a szerkezeten. Vizsgáltuk a terhelő lemezen az erő-elmozdulás viszonyát, a gerenda szimmetriasíkjában a globális z irányú eltolódást (gerenda lehajlása), illetve a gerenda és az oszlop vízszintes irányú eltolódását közvetlenül a saru alatt illetve fölött, ezzel egyszerre vizsgálva a tüske megcsúszását is.

9.5. Végeelem háló

A végeelem háló méretének megválasztása nagyon fontos volt a vizsgálat során. A globális modellben alakultak ki kis elemek, mint például a tüske (20 mm átmérőjű) így ezeken a helyeken nagyon sűrű hálót kellett alkalmaznunk. A gerenda és az oszlop első egy méterét (a kapcsolattól mérve) 5 cm-es végeelem hálóval fedtük le, míg a maradék részüket 10 cm-sel.

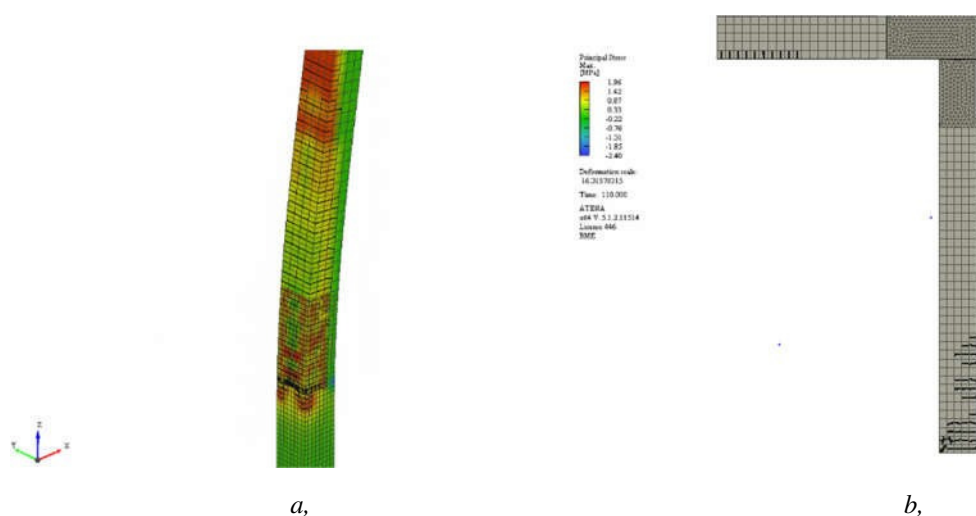
A saruban a kitöltő betonban és a tüskében 5mm-es hálót alkalmaztunk azok kicsiny keresztmetszete miatt. A 10 cm-es hálót téglatest (brick), a többi szerkezeti elemekben tetraéder (tetra) alakú hálót definiáltunk.



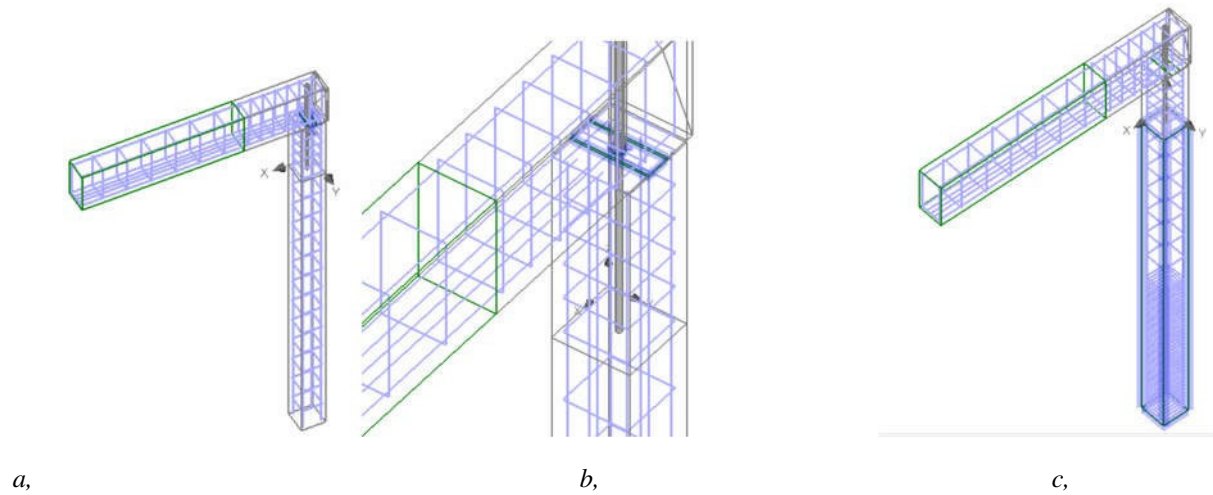
80.ábra: Az alkalmazott végelem háló

10. Az oszlop-gerenda csomópont numerikus vizsgálatának eredményei

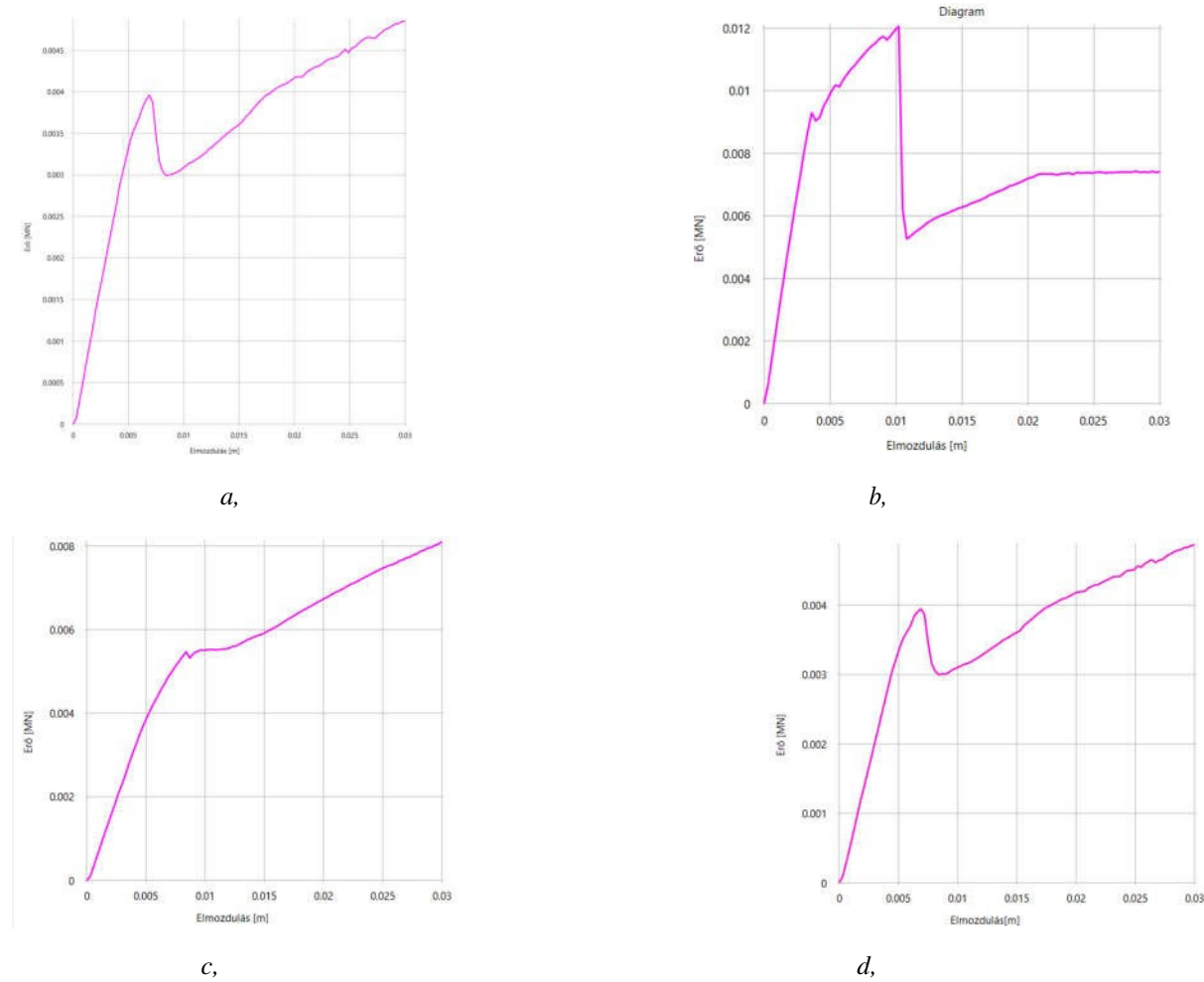
Az első verzió futtatása után, szembesültünk egy nem várt problémával. A cél ebben a részben a felső csomópont viselkedésének megértése volt. Az erő elmozdulás diagramokból viszont kiderült, hogy az általunk modellezett szerkezetben egy olyan tönkremenetel megy végbe, amely a valóságban nem tud létrejönni. Az 81. ábrán jól látható, hogy az oszlop alja teljes keresztmetszetében elrepedt (a repedéseket az ábrán a vastag vonalak jelentik), és ezen a ponton a mért erő-elmozdulás diagramban is láthatóvá vált a tönkremenetel. Az ábrán az is látható, hogy ha a modellben szerepel a kehelynyak is (81.a, ábra), akkor ez a tönkremenetel nem tud létrejönni. Készítettünk ezeken kívül két modellt, melyekben bebizonyítottuk, hogy a tönkremenetel több hosszvasalás, illetve sűrített kengyelezés esetén is létrejön, tehát a rossz viselkedés nem az oszlop alulméretezésének eredménye.



81. ábra: a: Az oszlop alsó repedésképe a kehelynyakkal együtt modellezve, b: Az oszlop valótlán tönkremenetele ebben a modellben



82. ábra: Különböző vasalások a modellekben: a: normál, b: duplázott hosszvasalás c: erősített kengyelezés

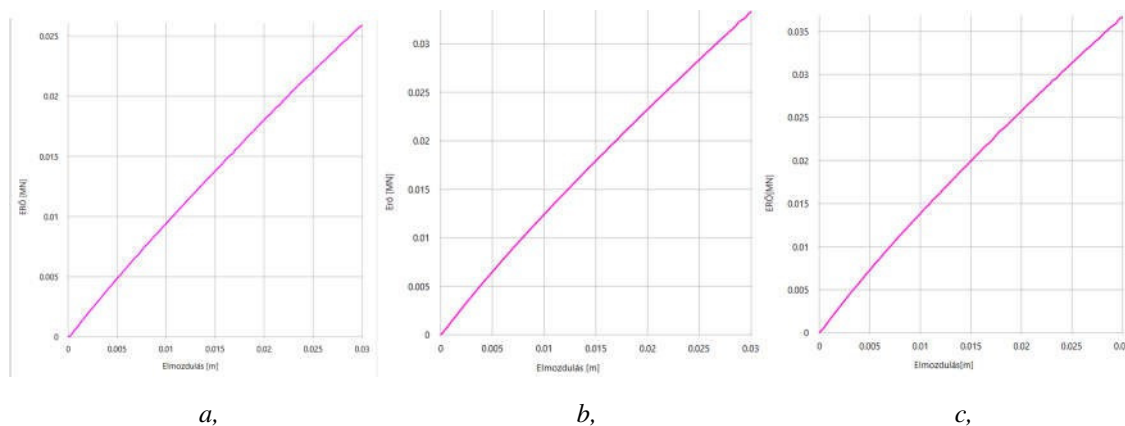


83. ábra: Erő elmozdulás diagramok: a: 30cm-es oszlop normál vasalással, b: 45cm-es oszlop normál vasalással, c:30cm-es oszlop megduplázott hosszvasalással, d: 30cm-es oszlop sűrített kengyelezéssel

Ezekből az ábrákból egyértelműen látszik, hogy ezeket a teherbírást nem a felső csomópoint teherbírása vagy alakváltozása befolyásolja, hanem az oszlop alján létrejövő tönkremenetel. Mivel ezekben a modellekben a kehelynyak egyáltalán nincs definiálva, azt csak egy befogással egyenértékű megtámasztással helyettesítettük, létre tud jönni ez a törés. Azt láthatjuk a 8. fejezetben, amikor ugyanilyen mértékű vízszintes eltoló hatást teszünk az oszlopokra, de a kehelynyak is szerepel a modellben, ez a tönkremenetel egyik keresztmetszetű oszlop esetében sem jön létre. Látható, hogy hiába növeltük az oszlop keresztmetszetét, vagy annak vasalását a valótlán törés akkor létrejött, csak magasabb ellenállás mellett.

Feltételezéseink szerint, az általunk vizsgált csomópoint a törésig jól viselkedik, de az utána következő szakaszban már nem a valós viselkedést kapjuk az eredményekből. Ez azért probléma, mert a vízszintes teher nagy része (a törés utáni szakasz) már nem terheli a vizsgált csomópointot, ezért nem valós eredményeket kaptunk a terhelés ebben a szakaszában a csomópointot alkotó elemekben. Ez az oka annak, hogy változtattunk a modellen, és az első verzió 17 modelljének eredményeit nem ismertetjük az eredmények kiértékelésénél. Fontos, hogy ne az oszlop, vagy az alsó csomópoint tönkremenetele befolyásolja a modell viselkedését, ezért azt változtatást végeztünk a modellen, hogy kivettük az oszlop alsó felét, és annak hatását a már említett módon rugóval helyettesítettük. Ez egy lineárisan viselkedő rugó, tehát az oszlop repedésének hatását is elhanyagoljuk a vizsgálat során, de így el tudtuk érni, hogy a felső csomópoint valóságosan viselkedjen, és a vízszintes eltoló erő teljes tartományában terhelje a csomópointot.

10.1. Erő elmozdulás a második verzióban



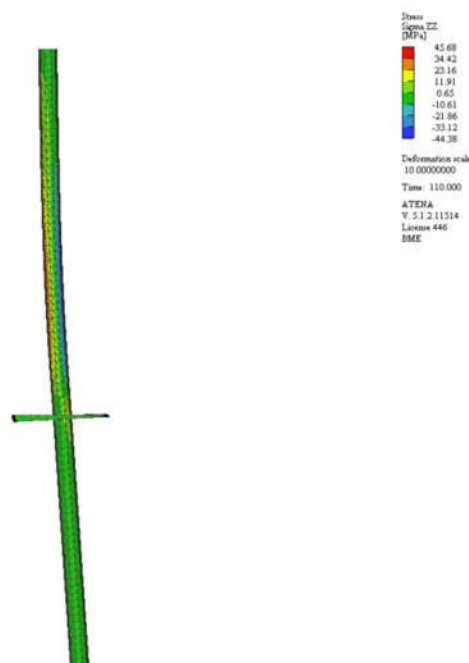
84. ábra: Erő elmozdulás ábrák az egyes oszlopszélességek függvényében: a: 30cm, b: 40cm c: 45cm

A 84. ábrán látható diagramok a második verzióban készített modellek erő-elmozdulás lefutását mutatja a terhelő lemezen. Látható, hogy az első verziótól eltérően ezek a terhelés teljes szakaszán lineárisnak mondhatók. Ez a teljes keretet vizsgálva nem valós eredményt mutatnak, hiszen az oszlop azon szakasza mely a valóságban és a kehelyalap és oszlop kapcsolatának vizsgálatakor is bereped, nem szerepel ezekben a modellekben.

A cél az volt, hogy az oszlop gerenda csomópontot vizsgáljuk a terhelés teljes szakaszában. Mivel ebben az esetben nem következett be semmilyen tönkremenetel, vagy megcsúszás az egyes elemekben (mivel lineáris mindegyik diagram) ezért valós eredményeket kaphatunk a kapcsolatra nézve. Míg az alapozásnál kialakuló csomópont viselkedését, és az azt befolyásoló tényezőket alapvetően az erő-elmozdulás diagramokon keresztül mutattuk be, ezt a csomópontot a csomópontban szereplő elemekben alakuló feszültségek, illetve a gerenda lehajlásán keresztül vizsgáljuk.

10.2. Tüske igénybevételei, és átmérőjének hatása a kapcsolat viselkedésére

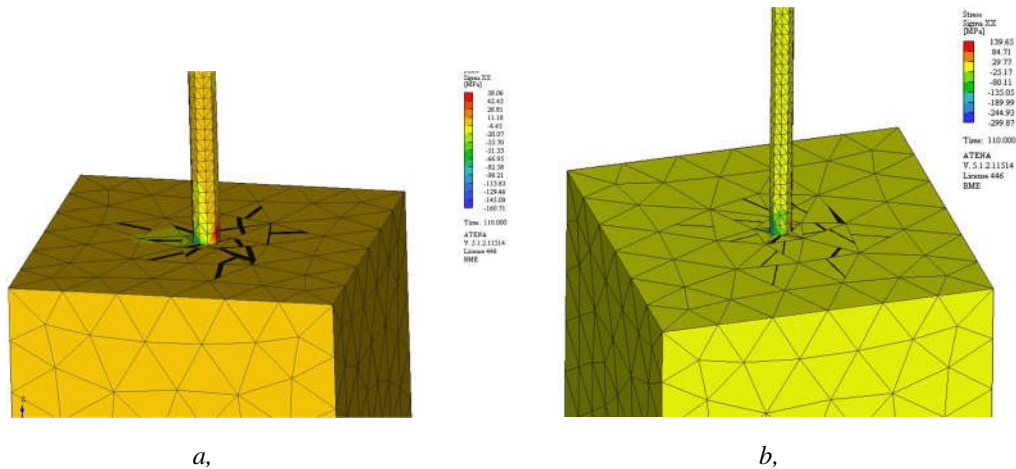
Ahogy azt az 5.2-es fejezetben feltételeztük, a tuskében nem csak nyírás, hanem hajlítás is keletkezik. A hajlításból keletkező feszültségek értéke nem éri el a betonacél folyáshatárát, ezért a hajlításból nem fog tönkremenni a tüske.



85. ábra: Tuskében keletkező tengelyirányú feszültség (hajlításból)

Jól látható a 85. ábrán, hogy a hajlítás a saru felett jön létre. Az ismertetett számítások egyike sem foglalkozik ezzel a feszültséggel, feltételezéseink szerint a kis feszültség szint miatt. Mivel a tuskében tengelyirányú feszültség a gerenda szögelfordulásából jön létre, ami nem csak ebben az esetben, hanem a valóságban is kicsi, nem keletkezik olyan nagymértékű hajlítás, hogy az a tüske tönkremenetelét okozza.

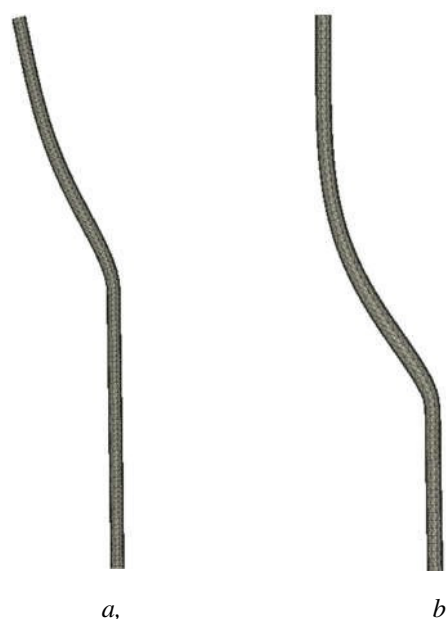
A tüske fő tönkremeneteli módja a nyírás, pontosan ezért foglalkozik az összes ismertetett számítás ezzel a tönkremeneteli móddal.



86. ábra: tükében alakuló x irányú feszültség az oszlop csatlakozásánál a: 25mm-es átmérő, b: 20mm-es átmérő

A 86. ábrából kiderül, hogy az x irányú feszültségcsúcsok a csatlakozásnál jönnek létre, és a tüske hosszán nem alakul ki olyan mértékű tengelyirányra merőleges feszültség, mint a csatlakozások helyén. Ez egy lokális nyírást végez az elemekben (a pozitív x irány mind a két ábra esetében balra van). Pontosan ezt a nyírást várjuk, és a számításokban is ezt az ellenállást ellenőriztük. Egyértelműen látszik, hogy a kisebb keresztmetszetű tüske esetében nagyobbak a feszültségek, tehát közelebb áll a tönkremenetelhez is. Ez egy igen kicsi zónát érint a tüske mentén, és tudjuk, hogy a nyírási tönkremenetel nagyon veszélyes a hirtelen bekövetkező törés miatt.

A tüske alakváltozása szintén a vártnak megfelelően alakult. A gerenda lehajlásából azt követve a felső fele elfordul, és a gerenda elcsúszásából egy S-alakú alakváltozás is létrejön.



87. ábra: tüske alakváltozása 20 szoros elmozdulás szorzóval: a: 25mm-es átmérő, b: 20mm-es átmérő

Ez az alakváltozás a modellben a beállított felületi kapcsolatok miatt tudott létrejönni, ugyanis a sarun el tud csúszni a gerenda a vízszintes tolóerő hatására. Ez a valóságban is így történik, hiszen a saru sem a gerendához, sem az oszlophoz nincs rögzítve, ezzel egy súrlódásos kapcsolatot létrehozva. A 88. ábrán ugyan olyan mértékben vannak felnagyítva az elmozdulások, így egyértelműen látszik, hogy a kisebb keresztmetszetű tüske sokkal markánsabb alakváltozást szenved. Ekkora terhelés hatására nem csúszott meg a tüske, ahogy azt a valóságban sok esetben kialakul, ezért érdekes lehet, hogy további eltolódás létrehozása esetén hogyan csúszik meg a tüske, és az milyen hatással van a hozzá kapcsolódó elemekre.

Ezekben a modellekben az erő-elmozdulást megvizsgálva azt láthatjuk, hogy teljesen hasonló a lefutás, azonban a nagyobb átmérőjű tüskével kialakított tüske nagyobb erő felvételére (de egyik tüskében sem alakul ki képlékenyedés) képes. Tehát kijelenthetjük, hogy a tüske átmérője nem csak a nyírőerő felvételét határozza meg, hanem a kapcsolat merevségére is hatással van.

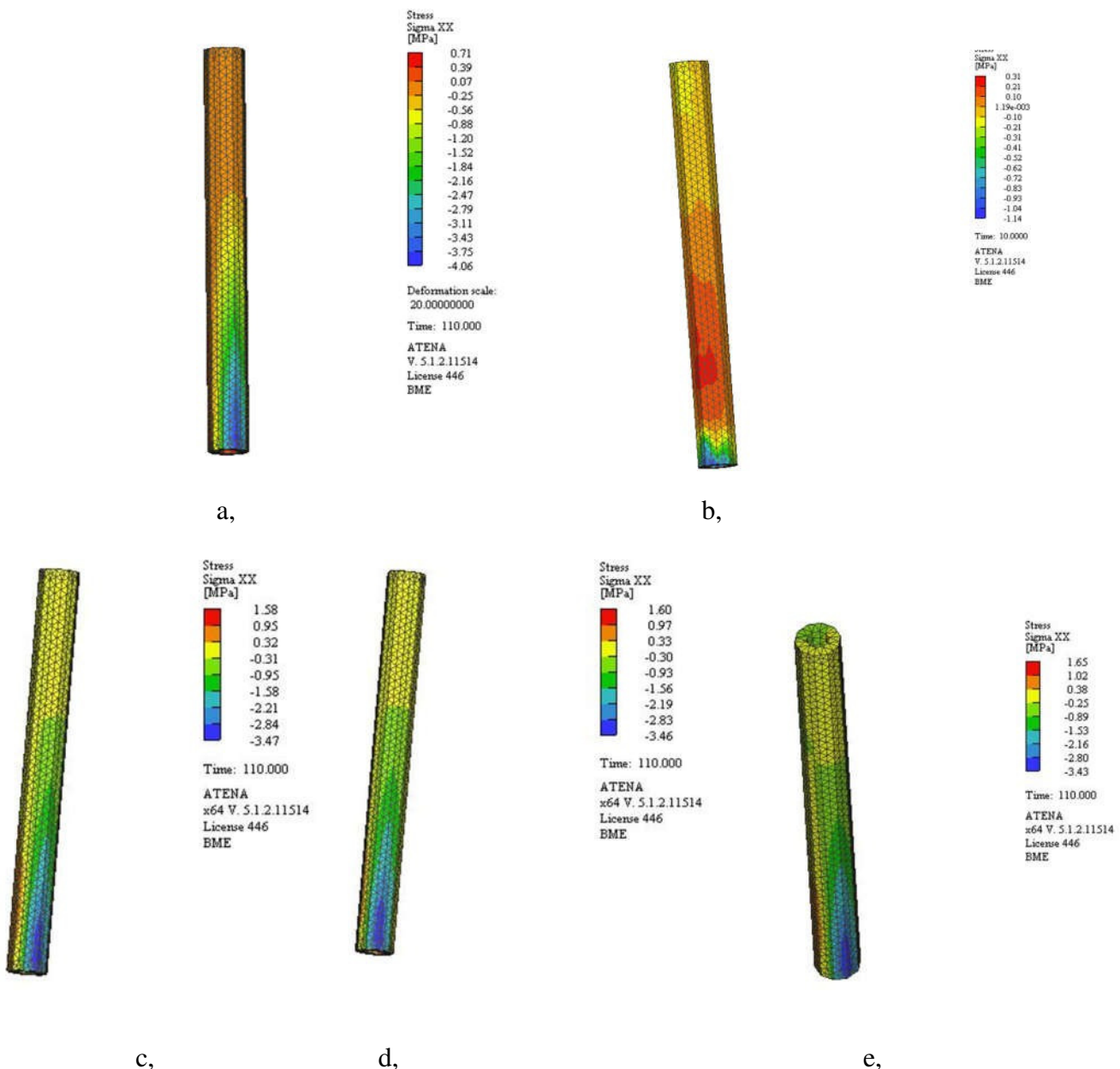


88. ábra: erő elmozdulás diagramok a tüske átmérő változtatását bemutatva

10.3. Kitöltő beton igénybevételei, és szilárdságának hatása a kapcsolat viselkedésére

A kitöltő betonnak nagyon fontos szerepe van a kapcsolatban, ugyanez a szerkezeti elem közvetíti az erőt a tüskének. A modellekben jól látható, hogy bennük csak kicsi feszültség keletkezik, ennek ellenére az iparban nagyszilárdságú betonokat, illetve egyéb anyagokat használnak, amiknek szintén elég nagy a szilárdságuk.

Ebben a vizsgálatban nem vettük figyelembe azt, hogy ez a beton később készül, így a zsugorodásból keletkezhetnek igénybevételek.



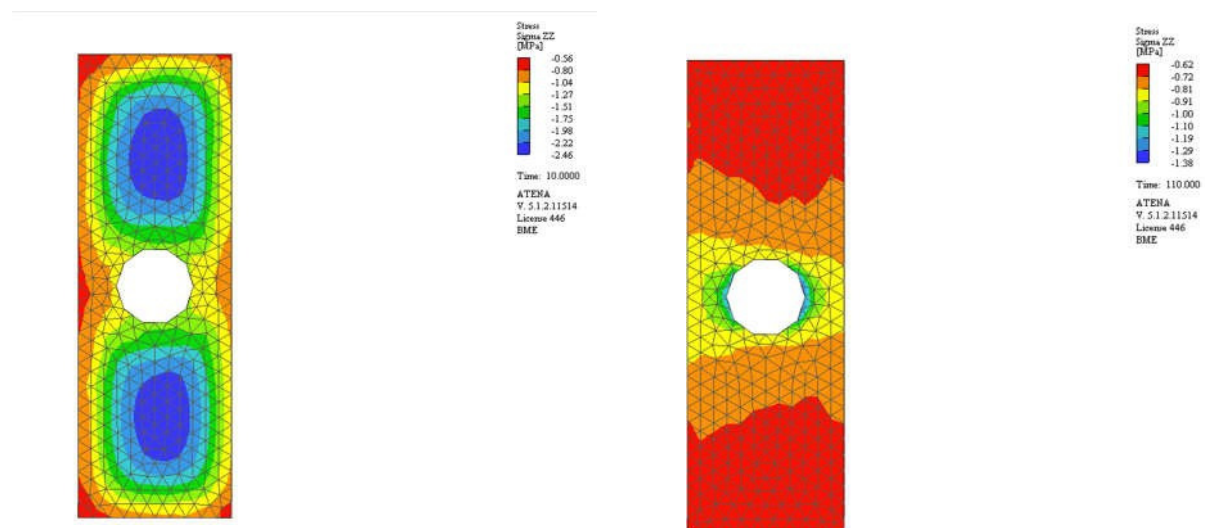
89. ábra: Kitöltő betonban alakuló feszültségek a: SikagROUT anyagmodellel, b: C40/50-es, c: C45/55-ös, d: C50/60-as e: C60/75-ös szilárdságú betonnal

A 89. ábrán láthatjuk, hogy egyik anyag alkalmazása esetén sem reped be a kitöltőanyag. Az is egyértelmű a feszültségábrákat látva, hogy a gerenda elfordulásából, ahol a kitöltő érintkezik a többi elemmel, ott létrejön egy nyomott zóna. A nyomott zónában a feszültség a Sika termékét használva alakult ki a legnagyobb feszültség. A feszültségintenzitásokat tekintve teljesen egyértelművé válik, hogy sem a húzó, sem a nyomószilárdság nem éri el egyetlen pontban sem az alkalmazott anyagok teherbírását. A modellekben azért ezeket az anyagokat modelleztük, mert a valóságban ilyen, vagy ezekhez nagyon hasonló tulajdonságú anyagokat alkalmaznak erre a célra.

Az kijelenthető, hogy teherbírás szempontjából felesleges ilyen nagyszilárdságú anyagokat alkalmazni. Az alkalmazásuk másik oka lehetne a nagyszilárdságú betonok nagy rugalmassági modulusa, ezzel merevebbé téve a kapcsolatot. Összesen öt anyagot vizsgáltunk, és a legnagyobb, illetve a legkisebb rugalmassági modulusú anyagok között egy nagyságrend különbség van e tekintetben, míg szilárdságuk megegyezik a modellekben. A modellekben a gerenda lehajlások értékét megvizsgálva azt látjuk, hogy mind az öt esetben század milliméterre megegyeznek a lehajlások értékei, mely 2,66 mm-re adódott. Ezen eredményekből azt a konklúziót vonhatjuk le, hogy a kitöltő beton szilárdságának, és rugalmassági modulusának nincs komoly szerepe a gerenda lehajlására.

10.4. Saru igénybevételei

Sarut minden súrlódásos kapcsolatba építünk. A szerepe, hogy az előregyártott betonelemek ne egymással érintkezzenek, hanem egy lágy anyagon keresztül, ezzel jobb teherátadást biztosítva (ha a betonelemeket közvetítő elem nélkül építenék egymásra, a teherátadás a betonfelület esetleges egyenlőtlensége miatt nem lenne jó, ezeket az egyenlőtlenségeket ki tudja egyenlíteni egy ilyen neoprén saru). A megépített modellben nem keletkezik húzófeszültség, hiszen az egyik vele csatlakozó elemhez sincs hozzárögzítve.



90. ábra: saruban keletkező függőleges irányú feszültségeloszlás a 10. és a 110. lépésben

A 90. ábrán látható, hogy a vártaknak megfelelően nem keletkezik húzófeszültség a saruban. A tizedik terhelési lépcsőben, tehát a függőleges teher teljes hatása után, a gerenda irányában (az ábrán a saru jobb oldalán) nagyobb nyomófeszültség keletkezik, mint a másik oldalon. Ez a gerenda szögelfordulásából adódik. Ez a feszültségkülönbség a terhelés végére kiegyensúlyozottabbá válik.



91. ábra: saru alakváltozása a 10. lépésben

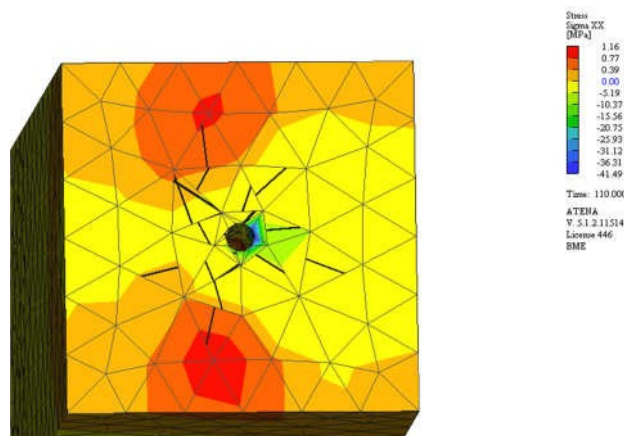


92. ábra: saru alakváltozása a 110. lépésben

A 91. és a 92. ábrán, a bal oldalon helyezkedik el a gerenda. A 10. lépésben ék alakot vesz fel a saru oldalnézetből, ami megegyezik a fent említett feszültségábrával, tehát a gerenda elfordulásából nagyobb összenyomódás keletkezik a saruban. Kis szögelfordulás is létrejön (a képeken az alakváltozások 15 szeres nagyításban láthatók) a saruban, ez azonban a vízszintes teher hatására átfordul a másik oldalra és meg is nő a 110. lépésig. Az, hogy a szögelfordulás ilyen irányba változik, azt igazolja, hogy a függőleges teher hatására létrejön a saru mindkét felületén a súrlódásos kapcsolat, és mivel ez egy igen rugalmas anyag, ezt az eltolódást nem gátolja más, csak a tüske, amiben a már említett alakváltozás ez az eltolódás miatt jön létre.

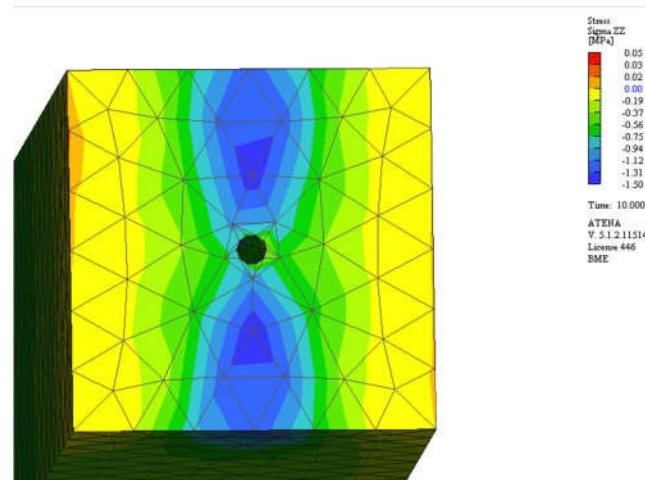
10.5. Oszlop igénybevételei

Az oszlop vizsgálatokor jelen esetben kizárólag ez oszlop tetejére, annak is a csatlakozás zónájára kívánunk kitérni. Mivel az első esetben a már említett tönkremenetel alakult ki az oszlopban, a második esetben pedig csak egy métert modelleztünk a teljes hosszából, ezért ebben a részében nem kívánunk kitérni az oszlop vizsgálatára, azt már megtettük a másik kapcsolat esetében.



93. ábra: oszlop tetején alakuló x irányú feszültség

A 93. ábrából jól látszik, hogy a tüske csatlakozásának környezetében a beton bereped a nyomott és a húzott zónában is. A tüske az eltolás miatt nagy erőt közvetít (itt alakul ki a nyírt zóna a tuskéban) ebben a kis zónában.

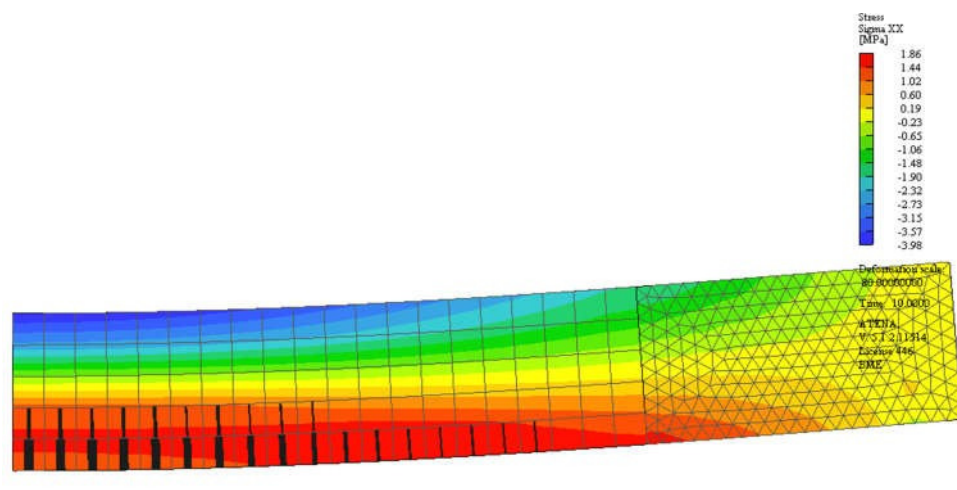


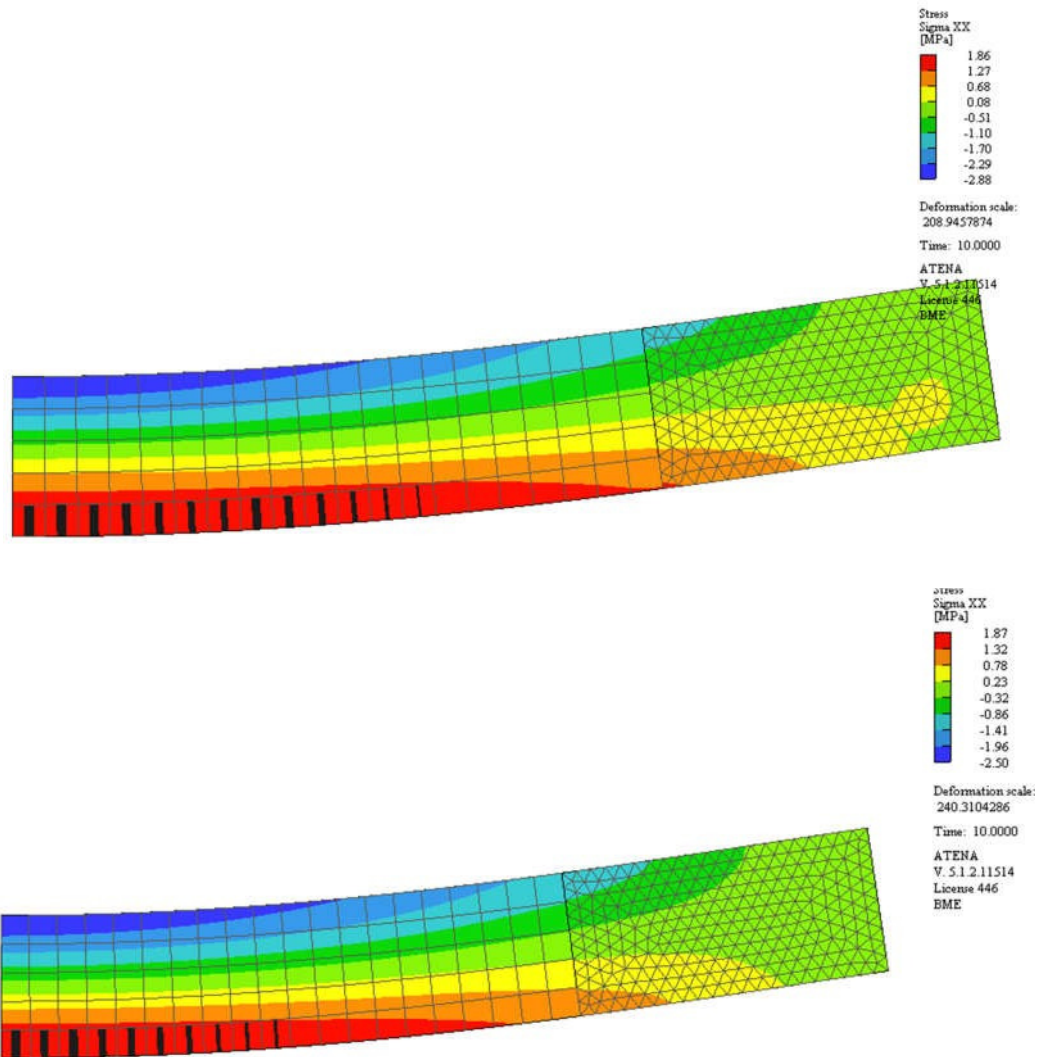
94. ábra: függőleges irányú feszültség az oszlop tetején a 10. lépésben

Ezen a felületen a saru közvetíti a gerendáról a függőleges terhet, éppen ezért a saru alatt a legnagyobb az oszlop tetején a nyomófeszültség. A képen látható, hogy ebben a teherlépcsőben még nincs berepedve ez a felület, tehát egyértelműen a tüske repeszi szét a betont a vízszintes teher átadásakor. Ebből az is jól látszik, hogy az oszlop pecsénnyomásra való vizsgálata semmi esetre sem hanyagolható el, hiszen a gerenda nem egyenlően terheli az oszlop felszínét.

10.6. Gerenda igénybevételei és alakváltozása

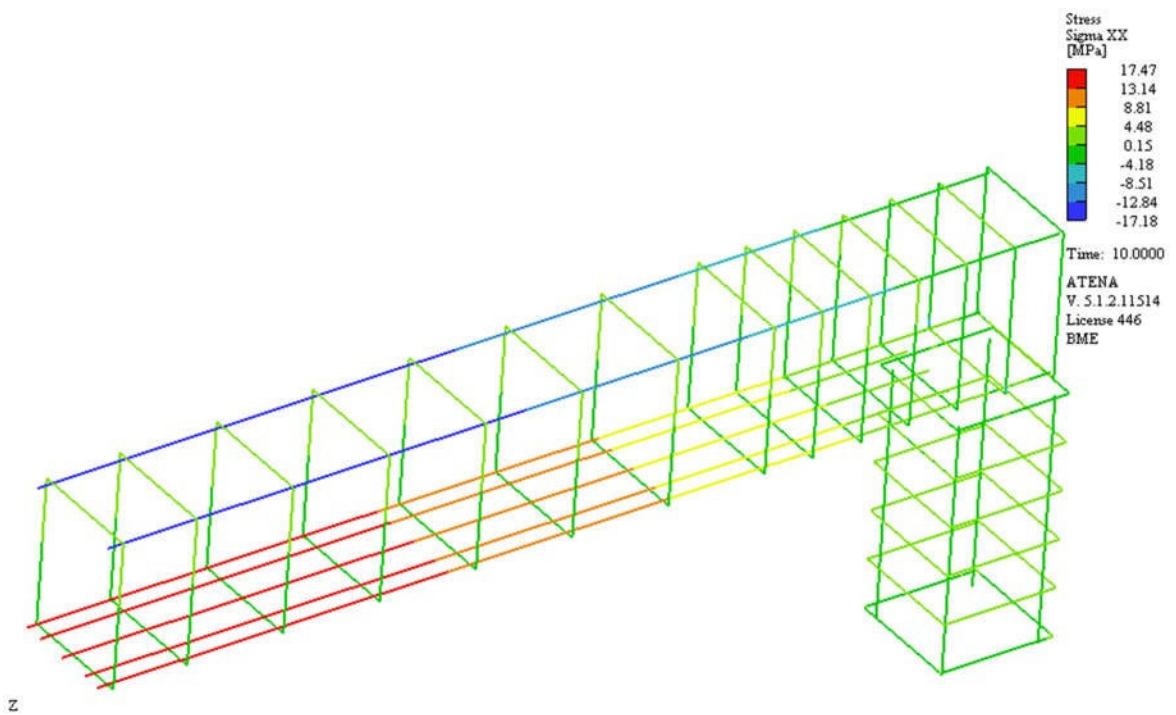
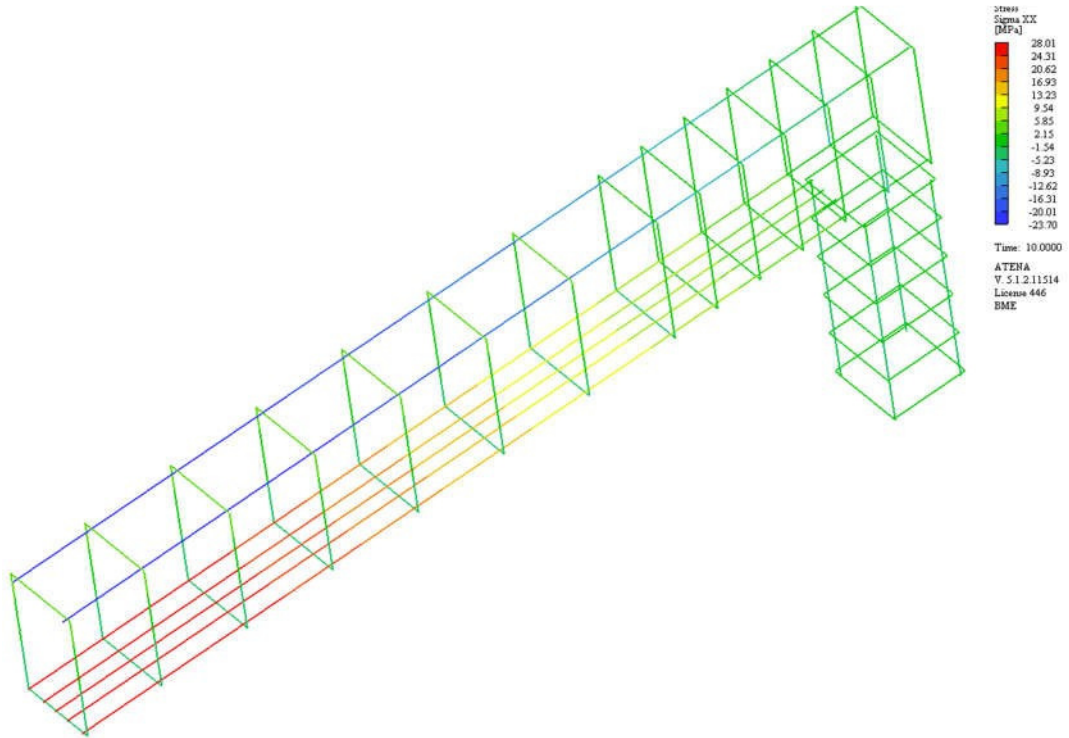
Összesen három különböző keresztmetszetű gerendával vizsgáltuk a kapcsolatot. A függőleges irányú (globális z irány) lehajlást a gerenda szimmetriatengelyében mértük. A gerenda anyagmodellje minden modellben megegyezett, C30/37-es szilárdságú betonból van, alul öt, felül két szál 25 mm átmérőjű betonacéllal. A gerendákra minden esetben ugyanakkora függőleges terhet definiáltunk, tehát azok önsúlyának növekedését elhanyagoltuk. Ennek tükrében, minél nagyobb a gerenda keresztmetszete, annál kisebb mértékben repedtek be.

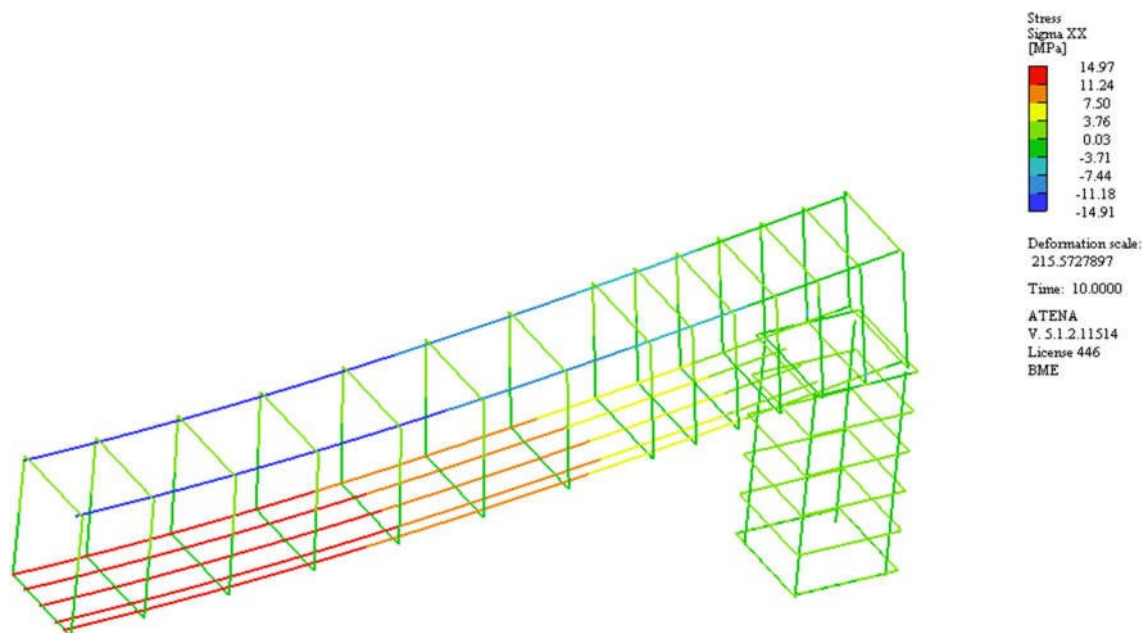




95.ábra: 30, 40,45 cm-es gerendák hosszirányú feszültségábrája, repedésképpel együtt

Jól szétválik a nyomott és a húzott zóna, és az is látható, hogy ahol eléri a húzófeszültség a beton húzófeszültségének karakterisztikus értékét ott el is reped a beton, és belépnek a teherhordásba a betonacélok. Az oszlop felett kialakul egy tisztán nyomott zóna, mely szinte egyenlő szélességű az oszloppal.





96. ábra: betonacélfeszültségek a gerendában a tizedik lépésben

Ahogy nő a gerenda szélessége, azzal fordított arányban csökken a betonacéloknak a feszültség és a lehajlás értéke. A lehajlás alakja minden egyes gerenda esetén megegyezik, mely egy csukló-csuklós gerenda alakjához hasonlít.

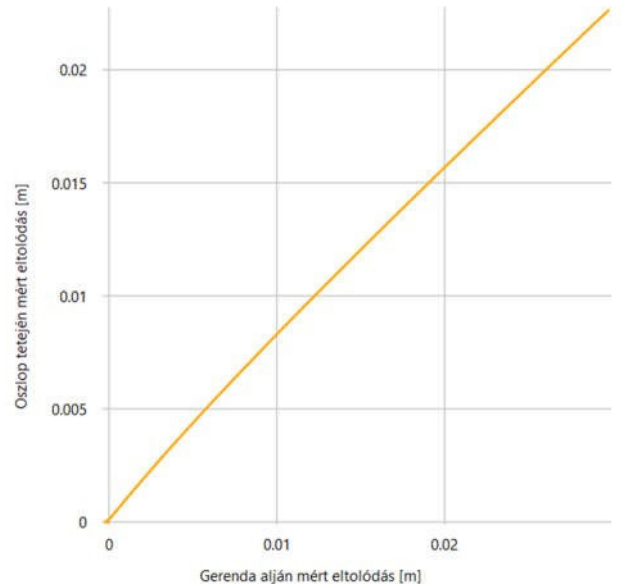
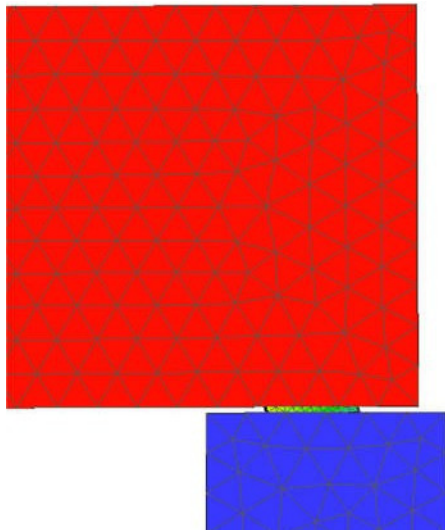
Axis Csuklós- csuklós	Axis Sarokmerev	Atena C40/50-es kitöltő 25mm-es tüske	Atena C40/50 es kitöltő 20 mm-es tüske
2,544 mm	1,805 mm	2,33 mm	2,57 mm

6. táblázat: a lehajlások értékei az egyes esetekben a 10. lépésben

A lehajlást nagyban befolyásolta a tüske átmérője. Míg a nagyobb átmérőjű (25 mm) tüske esetén a lehajlás értéke nem érte el a lineáris számításban csuklósan modellezett gerenda lehajlásának értékét, addig a kisebb átmérőjű tuskét (20 mm) alkalmazva mindössze 0,03 mm-rel, de meghaladta a lineáris vizsgálattal kapott eredményt. A két kialakítás között 9,4%-os eltérés tapasztalható. Ez azt igazolja, hogy a gerenda alakváltozását nagyban befolyásolja a kapcsolat merevsége. Ezzel kimondható, hogy az ilyen típusú keretek gerendái nem úgy viselkednek, mint egy tökéletesen csuklósan megtámasztott gerenda, annak viselkedését az öt körülvevő kapcsolatok nem elhanyagolható mértékben befolyásolják.

10.7. A gerenda vízszintes elcsúszása a sarun

A vízszintes eltolás hatására természetesen nem csak gerenda tolódik el, hanem az oszlop is eltolódik és el is hajlik. Ebben a fejezetben azt szeretnénk megmutatni, hogy a gerenda elcsúszik a sarun.



97. ábra: gerenda és oszlop vízszintes eltolódása a saru alatt illetve felett 25mm-es tüske átmérő esetében

A lehajlással szemben, ezt az eltolódást befolyásolja a kitöltő anyaga. Összehasonlítva a Sika gyártó termékét, és a C40/45-ös betont, 12,7%-al kisebb eltolódás adódik a nagyobb rugalmassági modulussal rendelkező anyag, tehát a hagyományos betont alkalmazva.

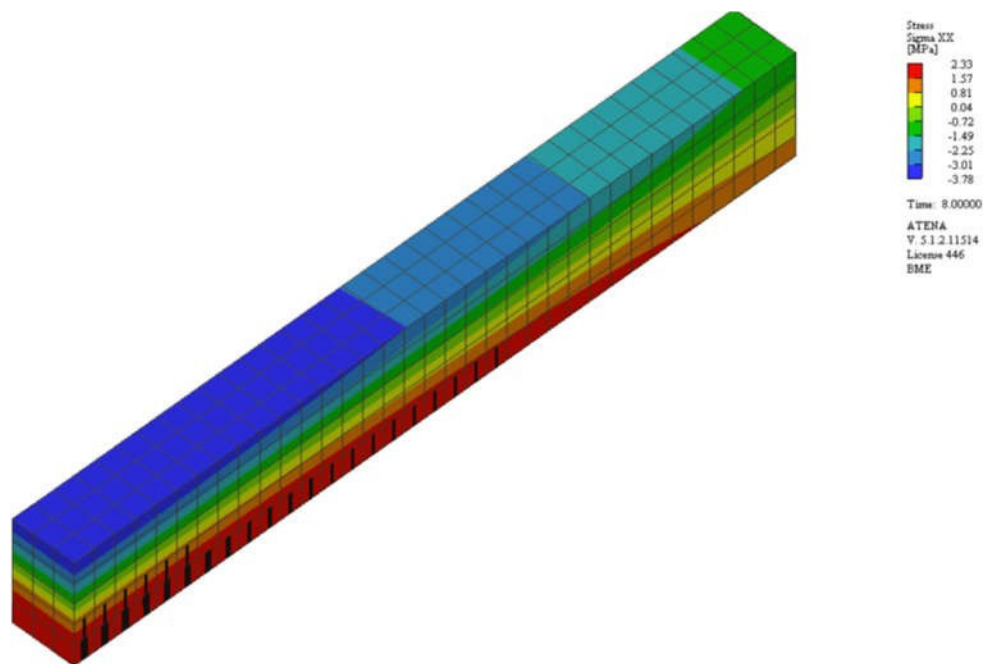
10.8. A futtatás során lévő iterációk száma

A futtatás során a végleges modellek mindegyikében igen sok iterációra volt szükség a modellek lefuttatásához. Ennek oka, hogy a modellben a betonszerkezetek berepedtek, ott a betonacélok megcsúsztak, illetve a saru „lágysága”, és abból adódó folyamatos alakváltozása miatt szintén sok iterációra volt szükség még az első néhány teherlépcsőben is. A második verzióban a rugók beépítése nagyban növelte a már amúgy is magas iterációs számot, így a futtatási időt is. Ezekben a modellekben, az első lépés kivételével (tehát 109 lépésben) a maximális számú (lépésenként 40), iterációt hajtott végre a program. A futtatás indításakor beállítható a maximális iterációs szám. A program ezt automatikusan 40-re veszi fel, és ennek a kapcsolatnak a vizsgálatakor az alapozási kapcsolattal ellentétben ezen nem is változtattunk.

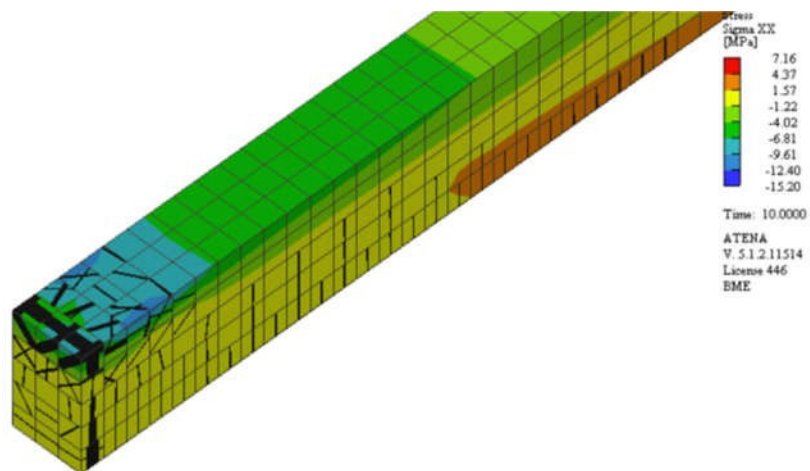
10.9. A modell valós viselkedésének bemutatása

A modell valós viselkedését két oldalról közelítve szeretnénk bemutatni. Mivel a teljes szerkezet felét modelleztük (az alapozás nem került be a modellbe), ezért felvetődhet a kérdés, hogy ez mennyire tükrözi a valóságot. Egy gerenda tönkremenetelének egyik lehetősége, hogy a húzott betonacélok elszakadnak, vagy túlságosan megnyúlnak, ennek következtében azok további erő felvételére nem képesek (eltekintek a betonacél felkeményedésétől), így a teher további növekedése mellett a tartó teherbírása folyamatos alakváltozás mellett kimerül és leszakad.

A beton a húzott öbven való berepedése természetes jelenség egy hajlított szerkezetben, azonban a berepedt szakasz mérete, a repedések tágassága, és legfőképp a repedések mélysége a keresztmetszetben értelmezve nagyban befolyásolják a tartó további teherbírását. Egyik ilyen jellemző tönkremenetel, hogy a repedés a húzott zónából felszalad egészen a nyomott zónába, majd teljes mértékben kettérepszte a tartót, ezzel gyakorlatilag azt teljesen tönkre is téve. Ilyenkor a gerenda közepén a nyomott zóna teljesen megszűnik, a beton szétmorzsolódik. Ez leggyakrabban azokban az esetekben történik meg, ha az adott teherre alul van vasalva a keresztmetszet. Mi is készítettünk egy ilyen gerendát, ezzel bemutatva, hogy az általunk készített modellek elég pontosan tükrözik a valós viselkedést.



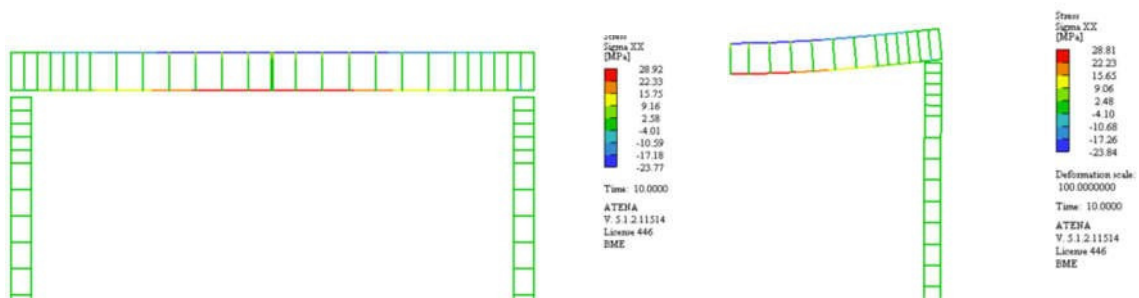
98. ábra: a tönkremenetel előtti állapot



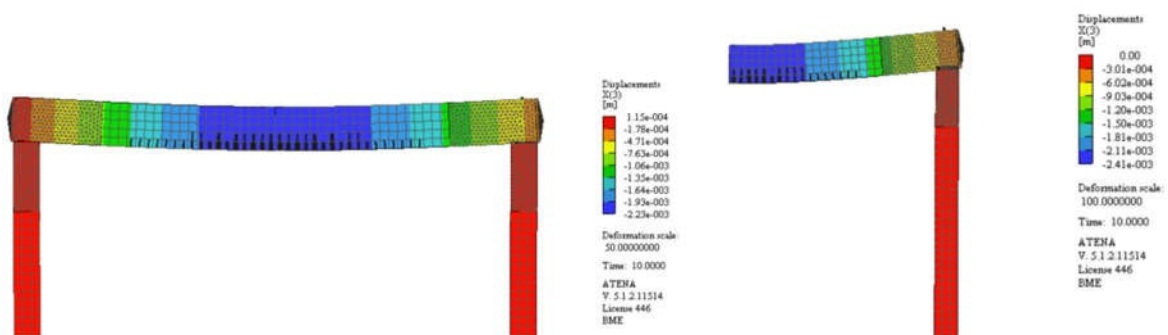
99. ábra: már tönkrement állapot

Jól látható az ábrákból a repedés mélységben mekkora az eltérés a két terhelési lépcső között (a repedéstágasság mind a két ábrán relatív értékű ezért látszódhat úgy, hogy a tönkremenetel pillanatában a gerenda további szakaszán kisebb a repedések tágassága, de ez természetesen nem így van). Az is tapasztalható, hogy míg a még teherviselő keresztmetszet esetében elválasztható a nyomott és a húzott zóna, addig a tönkrement esetben ez már nem ennyire egyértelmű, inkább a már összemorzsolódott betonban láthatunk nyomófeszültséget. Felfedezhető még az ábrákból, hogy a gerenda további szakaszán a repedések szintén feljebb kúsztak, ezzel tovább rontva a gerenda teherbírását. Mind a két ábrából jól kivehető továbbá, hogy a beton azokon a részeken reped be, ahol a húzó, vagy nyomófeszültség értéke eléri a beton karakterisztikus húzó, illetve nyomószilárdságának értékét.

Ezen kívül a modell valós viselkedésének igazolása érdekében elkészítettük az első modellben szereplő adatokkal a teljes keret modelljét. Ebben a modellben csak a függőleges terheket definiáltuk. Az volt a célunk, hogy megmutassuk, hogy a félig modellezett szerkezet helyes megtámasztási viszonyokkal megegyezően viselkedik egy olyan modellel, ahol a teljes keret megépült a modellben. Mind a repedés hossza, a gerendák lehajlásának értéke és alakja és a betonacéloknak keletkező feszültségek (0,1 MPa az eltérés) megegyezik a két modellben.



100. ábra: betonacél feszültségek a két modellben



101. ábra: repedések és lehajlás ábra a két modellben

11. Összefoglalás és konklúzió

A dolgozatunkban bemutattuk az előregyártott vasbetonszerkezetek két tipikus kapcsolatát egy keretváz esetében, kitérve azok kialakítási lehetőségeire, jellemzőire. Ismertettük a csomópontok méretezésének lépéseit. Ezt követően bemutattuk hazánk jelentősebb gyártóit és magasépítésben alkalmazott termékeiket különös tekintettel a csarnoképítésben alkalmazott elemekre és anyagokra.

A numerikus vizsgálatok során egy kehelyalapozási csomópont elmozdulás-vezérelt modellezését végeztük el. A szerkezet három paraméterének (oszlop keresztmetszeti méretei, kitöltő beton magassága és anyagminősége) változtatásával összesen 18 numerikus modellt alkottunk az ATENA 3D programban. A kiindulásként felvett egyszerű kialakítással rendelkező keretállás lineáris AxisVM számításainak végrehajtása után, az itt kapott eredményeket definiáltuk teherként az Atena modellekben. Ezt követően megvizsgáltuk a nemlineáris és lineáris számítások közötti eltéréseket. Minden modelltől két számítást futtattunk Atena-ban. Az első futtatásokban az Axis-ban kapott vízszintes eltolódást és a normál igénybevételt, mint függőleges nyomóerőt, definiáltuk teherként, míg a második futtatások során az előzővel megegyező függőleges nyomóerő mellett, az egyszintes keretekre vonatkozó vízszintes eltolódási határértéket vettük fel elmozdulás teherként. Az eredmények exportálásával erő-elmozdulás diagramokat hoztunk létre, melyeken jól követhető a szerkezet viselkedése és megállapíthatók a különböző kialakítások és számítási módszerek különbségei.

Az eredmények kiértékelése során látható volt, hogy a szerkezet monitor pontjában keletkező erőre nincs nagy hatással a kitöltő beton anyagminőségének csökkentése, azonban az eltérő keresztmetszetű oszlopok és a különböző kitöltő beton magasságok modelljeinek eredményei nagy szórást mutatnak. Ahogy nő az oszlop keresztmetszeti mérete, úgy nő a monitor pontban a vízszintes erő, ahogy csökken a kehelynyak kitöltő betonjának magassága, úgy csökken a monitor pontban ébredő erő. Ezután kifejtettük a 45x45-ös oszlopok esetén a futtatások során jelentkező problémákat, és azt, hogy emiatt milyen változtatásokat alkalmaztunk.

Ezt követte a gerenda-oszlop kapcsolatának vizsgálata. Ebben az esetben összesen 25 numerikus modellt készítettünk Atena programban. Az első 17 modellben szembesültünk egy tönkremenetellel, ami a valóságban nem tud kialakulni, amit igazoltunk is az első csomópont vizsgálatával. Ezután további 8 modellt készítettünk, hogy az oszlop-gerenda kapcsolatában lévő elemekre valós eredményeket kapjunk, ezeket diagramok, és feszültségábrák bemutatásával vontuk le a konklúziót.

Az eredményekből jól látszik, hogy a kitöltő beton szilárdságának nincs hatása a kapcsolat viselkedésére, azonban annak rugalmassági modulusa befolyásolja a gerenda vízszintes eltolódását a sarun. A betonacél túske esetében láthattuk, hogy 5 mm-es átmérő növelés nagyban befolyásolja a benne keletkező nyírófeszültséget és az alakváltozását, ezzel bizonyítva, hogy az egyik legveszélyesebb tönkremenetellel szemben a túske átmérőjének növelésével nagyban növelhető a szerkezeti biztonság.

A gerendák keresztmetszetének növelése a teher változtatása nélkül a várt eredményt hozta, miszerint, mind a lehajlás, a repedések mennyisége és mértéke, és a betonacélokból keletkező feszültségek is csökken. Egyértelműen levonható konklúzió az eredményekből, hogy a kapcsolat viselkedésére az alkalmazott tüske átmérője és az alkalmazott beton rugalmassági modulusa van hatással.

12. Nehézségek a feladat során

A modell megépítése során akadt több olyan modellezési nehézség is, mely eddigi feladataink során sosem került előtérbe. Az első ilyen a tüske testmodellként való modellezése volt. Mivel a programba épített betonacélok nem képesek úgy viselkedni, mint ahogy egy ilyen tüske a valóságban viselkedik, egyértelművé vált, hogy máshogyan kell azt a modellbe beépíteni. Mivel az Atena-ban nem lehet kör alapú hasábot készíteni, ezért kénytelenek voltunk azt valamilyen sokszög alapú hasábbal közelíteni. Ez sokkal időigényesebb feladat volt mintha csak egy betonacélt modelleztünk volna, hiszen minden egyes modellben rengeteg csomópontot kellett definiálnunk.

Másik nehézség a feladat során, hogy sok pontban kellett változtatni a modellt néhány részletében, ami nagyon sok időt vett igénybe. A következő nehézséggel a program futtatása során szembesültünk. Mivel mi ezt a szoftvert az egyetem licence-vel használjuk ezért folyamatos internetkapcsolatra volt szükség a futtatás során. Esetleges áramkimaradás (így internet hiány) során a futtatás alatt álló modellek megálltak, és azokat újból kellett futtatni ezzel sok esetben több órányi munkát elveszítve. Ez a probléma abban az esetben is előfordult, ha egyik internetkapcsolatról egy másikra csatlakoztunk át.

13. További kutatási lehetőségek, a modell fejlesztése

A munkánk zárásaként szeretnénk felsorolni pár kutatási lehetőséget, mellyel bővíteni lehet még a dolgozatot. A témát a diplomamunkánkban fogjuk folytatni, ahol a következőkben bemutatott fejlesztési opciók közül valamennyi kidolgozásra kerül.

- I. Az eddigiekben csupán a kitöltő beton anyagminőségét csökkentettük. Érdemes lenne megvizsgálni, hogy miben változnának a végeredmények, ha az előregyártott oszlop/kehelynyak C30/37-es minőségét C40/50-re növelnénk.
- II. Az oszlop-gerenda kapcsolat kialakításától függően változik az oszlop terhelési pontjának helye, vagyis a teherátadó elem csúcsának magassága. Célravezető lenne tanulmányozni, hogy milyen hatással van ezt a változtatás az eredményekre.
- III. Az eddig ismertett vízszintes eltolódások értékének növelésével pontosabb képet lehetne kapni a szerkezet viselkedéséről.
- IV. A dolgozatban eddig nem vettük figyelembe a monolit kitöltő beton zsugorodását, ezt egy hőmérsékleti teherrel fogjuk modellezni Atena-ban.

- V. Továbbá a 45x45-ös keresztmetszetű oszlopok esetén adódó problémákat szeretnénk részletesebben megvizsgálni és a végeelem hálót optimalizálni.
- VI. Érdekes vizsgálat lehetne, ha több keresztmetszetű gerendát (pl: I, T) modelleznénk, és azok hatását hasonlítanánk össze.
- VII. A tartóvég kialakítások, és azzal együtt az oszlopvég változtatásának is komoly szerepe lehet a kapcsolatra, mely szintén egy további kutatásban szerepelhet.
- VIII. Ebben a TDK munkában csak feszítetlen gerendát vizsgáltunk, de érdekes lehet a feszítés hatását megvizsgálni. Azt tudjuk, hogy a feszítés hogyan alakul egy gerendában, azt azonban nem, hogy ez milyen hatással van a kapcsolatra, és a kapcsolat elemeire.

14. Köszönetnyilvánítás

Köszönettel tartozunk dr. Haris Istvánnak a rendelkezésre állásért, és tanácsokért a dolgozat elkészítési ideje alatt. Roszevák Zsoltnak szintén a témavezetésért, tanácsokért, illetve segédanyagok miatt. Továbbá a Hidak és Szerkezetek Tanszéknek az alkalmazott program biztosításáért.

15. Felhasznált irodalom

- [1] Haris István – Kis Rita: Magasépítési vasbetonszerkezetek – Tervezési segédlet
Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, 2011.
- [2] M. Pandey – Wei-Chau Xie – Lei Xu: Advances in Engineering Structures, Mechanics &
Construction Proceedings of an International Conference Advances in Engineering Structures,
Mechanics & Construction, Ontario 2006.
- [3] Féd. Int. du Béton: Planning and design handbook on precast building structures
Bulletin 74
- [4] Ashida K M, Yedhu Krishnan: Analytical Study on Seismic Stability of Different
Foundation Connection /
International Research Journal of Advanced Engineering
and Science, 2017.
- [5] A.K.Priya et al.: Analytical Investigation On The Seismic Behaviour of Precast
Pocket Foundation Connection
International Research Journal of Advanced Engineering and
Science, 2016.
- [6] SW Umwelttechnik: Minta csomópontok c. kiadvány
- [7] SW Umwelttechnik: Egyedi vasbeton vázszerkezet c. kiadvány
- [8] DAfStb-irányelv: Cementkötésű torkrét beton és torkrét habarcs előállítása és
használata: 2011. novemberi tervezet c. kiadvány

- [9] Roszevák Zsolt: Előregyártott vasbeton gerendák numerikus és kísérleti vizsgálata
TDK dolgozat - 2015
- [10] Dr. Iványi Miklós: Acélszerkezetek tervezése az Eurocode szerint, 2002.
- [11] An Le Hoang, Ekkehard Fehling: Numerical study of circular steel tube confined
concrete (STCC) stub columns, 2017.
- [12] Jiří Klouček, Jakub Sobek, Václav Veselý: Spatial Modeling of Wedge-Splitting Test
on Cylindrical Specimens, 2017.
- [13] Dobromil Pryl and Jan Červenka: ATENA Program Documentation, Part 11:
Troubleshooting Manual, 2014.
- [29] Daniela OaneFediuc, Mihai Budescu Vlad Fediuc and Vasile-Mircea Venghiac:
Compression modulus of elastomers by, 2013.
- [30] NASA: Low temperature elastic behavior of fourteen compounded elastomers – C.D.
Hooper
- [31] Dr. Kiss Zoltán, docens: Korszerű vasbeton csarnokszerkezetek,
Kolozsvári Műszaki Egyetem
- [32] Polgár László: Az előregyártott vasbeton teherhordó vázszerkezetek ismertetői
- [33] Haris István, Roszevák Zsolt (2017), „Előregyártott vasbeton gerendák numerikus és
kísérleti vizsgálata” Vasbetonépítés: A FIB magyar tagozat lapja: Műszaki folyóirat XIX: (1) pp.
2-11. (2017)
- [34] Roszevák Zsolt, Haris István; Monolit vasbeton fal-födém kapcsolatok numerikus
vizsgálata vízszintes ciklikus teherre, XIII. Magyar Mechanikai Konferencia, 2019. 08. 27-29.,
Miskolc
- [35] Roszevák Zsolt, Haris István; Monolit vasbeton keretsarok és oszlop gerenda
kapcsolatok numerikus és kísérleti vizsgálata, XIII. Magyar Mechanikai Konferencia, 2019. 08.
27-29., Miskolc
- [36] Roszevák Zsolt, Bodó Pál B., Haris István; Vasbeton síklemez egyenértékű kerettel
történő helyettesítése vízszintes teherre numerikus vizsgálatok alapján, XIII. Magyar
Mechanikai Konferencia, 2019. 08.27-29., Miskolc
- [14] <https://ferrobeton.hu/images/upload/content/1522/files/KEHK.pdf> (2019.09.13.)
- [15] <https://ferrobeton.hu/images/upload/content/1498/files/KEHS.pdf> (2019.09.13.)
- [16] <http://www.sw-umwelttechnik.hu/hu/termek/szerkezetepites/eloregyartott-vasbeton-kehelynyak/> (2019.09.13.)

- [17] http://www.sze.hu/~mgergo/epszerk/epszerk_VI/ALTAN/altan_katalogus.pdf
(2019.09.13.)
- [18] <http://www.mabesz.hu/data/mabesz/news/168-13-Szarka-Szabolcs---Alapzasi-szerkezetek.pdf> (2019.09.18.)
- [19] <http://www.mabesz.hu/data/mabesz/news/168-13-Miskeri-Szabolcs---Szerkezetepitesi-Projektek.pdf> (2019.09.18.)
- [20] <https://www.mapei.com/> (2019.09.19.)
- [21] <http://www.ceresit.hu/hu.html> (2019.09.18.)
- [22] <http://mc-bauchemie.hu/> (2019.09.18.)
- [23] <https://hun.sika.com/> (2019.09.18.)
- [24] <https://www.sw-umwelttechnik.hu> (2019.09.28.)
- [25] <https://www.asa.hu/> (2019.09.28.)
- [26] <https://ferrobeton.hu> (2019.09.28.)
- [27] <https://www.leier.hu/> (2019.09.28.)
- [28] <https://www.azom.com> (2019.09.28.)

I. MELLÉKLET1. Állandó terhek: $\gamma_G := 1.35$

1.1. Önsúly: Axis által létrehozva

1.2. Rétegrend: trapézlemez: LTP85 $t=0,75$ mm: $q_{tr} := 0.072 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ **LTP 85**

ANYAGJELLEMZŐK						
Vastagság [mm]	0.75	0.88	1.00	1.13	1.25	1.50
f_{yb} [MPa]	320	320	320	320	320	320
f_{yk} [MPa]	322.3	322.7	323.0	323.5	323.8	324.6
Önsúly [kN/m ²]	0.072	0.086	0.098	0.111	0.123	0.149

hőszigetelő réteg: 15 cm kőzetgyapot: $\rho_{kgy} := 1.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $t_{kgy} := 15\text{cm}$

$$q_{kgy} := \rho_{kgy} \cdot t_{kgy} = 0.225 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

HŐ- ÉS HANGSZIGETELŐ ANYAGOK		γ_k [kN/m ³]
EPS hab	<i>általános</i>	0,10-0,15
	<i>lépéshang szigetelés</i>	0,10
	<i>homlokzati szigetelés</i>	0,15
XPS hab	<i>általános</i>	0,3-0,4
	<i>nagyterhelésű padló</i>	0,4-0,6
	<i>homlokzati szigetelés</i>	0,5-0,9
Kőzetgyapot	<i>lapostető szigetelés</i>	1,4-1,5
	<i>magastető szigetelés</i>	0,3-0,8
	<i>lépéshang szigetelés</i>	0,9-1,1
Üveggyapot	<i>homlokzati szigetelés</i>	1,10
	<i>magastető szigetelés</i>	0,10-0,11
	<i>lépéshang szigetelés</i>	0,24-0,35

egyéb hőszigetelő rétegek: $q_{hsz} := 0.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ szelemen: LINDAB Z200 $t=1,5$ mm:terhelési mező: $a := 5\text{m}$

$$q_{rr} := a \cdot (q_{tr} + q_{kgy} + q_{hsz}) = 1.985 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3. Gépészet: $q_g := a \cdot 0.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.250 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

2. Esetleges terhek

2.1. Hasznos teher: $\gamma_Q := 1.5$

Nem járható tetők hasznos terhe: $0,4 \text{ kN/m}^2$

H	Nem járható tetők	$\leq 10^\circ$ hajlásszög	0,40	1,00
		$\geq 20^\circ$ hajlásszög	0,00	1,00*
		ha nincs külön héjalás	-	1,50

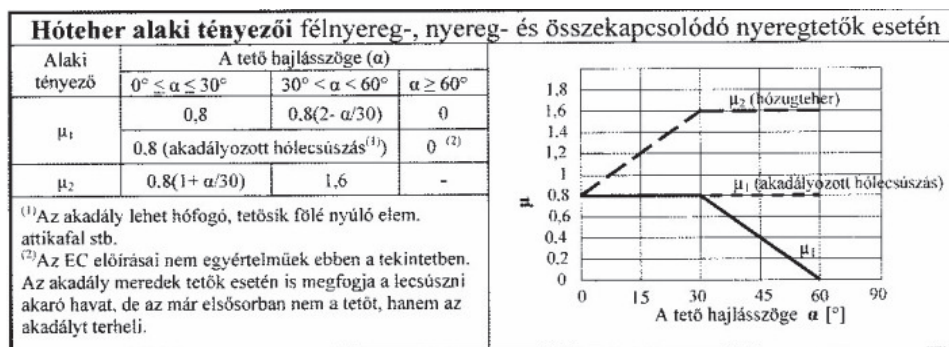
$$q_h := a \cdot 0,4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.000 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.2. Hóteher:

A teher intenzitását a szabványos számítási módszerrel határozzuk meg. Mivel a tető szimmetrikus, hajlásszöge 0° és 30° közé esik, a tengerszint feletti magasság kisebb 400 m -nél, a hóteher értéke:

$$s_k := 1,25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Alaki tényezők: $\mu_1 := 0,8$



Felszíni hóteher:

$$s_{1k} := a \cdot \mu_1 \cdot s_k \cdot C_t \cdot C_e = 5.000 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}, \text{ ahol } C_e = C_t = 1,0$$

2.3. Szélteher:

Terep (beépítettség) kategória: III - alacsony beépítés: külvárosi vagy ipari övezetek

Külső és belső felületre ható szélnyomás:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

Mivel a széltámadta oldal minden esetben hosszabb, mint az épület magassága, ezért:

az épület magassága: $h := 5\text{m}$

$z_e := h = 5.000\text{m}$ $z_i := z_e = 5.000\text{m}$

Így a torlónyomás értéke táblázatból:

$$q_{tny} := 0.484 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ezt redukálni kell $c_{dir} := 0.85$

Továbbá figyelembe véve a terhelési mezőt:

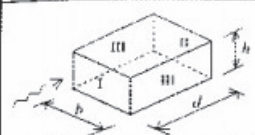
$$q_p := a \cdot q_{tny} \cdot c_{dir}^2 = 1.748 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.3.1. Külső szél

A következőkben a csak a külső széllel fogok foglalkozni, mivel az épületről további információim nem állnak rendelkezésre.

Az alaki tényezők közül a [2] oszlop értékeit fogom használni, hiszen $d > h$.

Függőleges felületek:

Függőleges falak alaki tényezői			$c_{pe,10}$		
	h/d	Széltámadta oldalon (I)	Szélárnyékos oldalon (II)	Szélirányra merőlegesen (III)	
				[1]	[2]
	≥ 5	+0,80	-0,70	-0,96	-1,2
	1	+0,80	-0,50		
	$\leq 0,25$	+0,70	-0,30		

A függőleges falak alaki tényezője nem függ a falak fölötti tetőidom alakjától (lapos vagy magastető).

A szerkezetet síkban vizsgálom, így az I és II zónát éri szélhatás, illetve $h/d < 0,25$.

A függőleges felületek alaki tényezői és szélerői: $h/d=0,555$, így iteráció szükséges:

$$c_{pe.10.I} := 0.74$$

$$c_{pe.10.II} := -0.38$$

$$w_{e.I} := q_p \cdot c_{pe.10.I} = 1.224 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{e.II} := q_p \cdot c_{pe.10.II} = -0.525 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{w.1} := \frac{w_{e.I} \cdot 4.4\text{m}}{2} = 2.693 \cdot \text{kN}$$

$$F_{w.2} := \frac{|w_{e.II}| \cdot 4.4\text{m}}{2} = 1.154 \cdot \text{kN}$$

Vízszintes felületek:

Lapostetők alaki tényezői		Szélszívás		$c_{pe,10}$ Szélnyomás	
		[1]	[2]		
	Tető típusa				
	a) szögletes peremű		-0,80	-0,95	+0,20
	b) attikafalas	$h_p/h=0,025$	-0,78	-0,90	
		$h_p/h=0,05$	-0,74	-0,80	
		$h_p/h=0,10$	-0,72	-0,75	
	c) lekerekített peremű	$r/h=0,05$	-0,56	-0,80	
		$r/h=0,10$	-0,40	-0,55	
		$r/h=0,20$	-0,34	-0,40	
	d) levágott peremű	$\alpha=30^\circ$	-0,44	-0,65	
		$\alpha=45^\circ$	-0,58	-0,85	
$\alpha=60^\circ$		-0,66	-0,90		

A szerkezet tető típusát tekintve szögletes peremű.

A vízszintes felületek alaki tényezői és szélerői:

$$c_{pe.10.sz} := -0.8$$

$$c_{pe.10.ny} := 0.2$$

$$w_{e.sz} := q_p \cdot c_{pe.10.sz} = -1.399 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{e.ny} := q_p \cdot c_{pe.10.ny} = 0.350 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

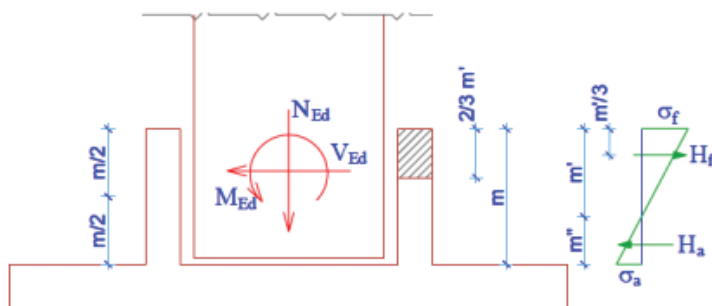
II. MELLÉKLET

1. Anyagjellemzők és geometriai adatok

Alkalmazott betonminőség:	C30/37
Beton nyomószilárdságának karakterisztikus értéke	$f_{ck} := 30 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\gamma_c := 1.5$
Beton nyomószilárdságának tervezési értéke:	$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \cdot \frac{N}{mm^2}$
Beton húzószilárdságának várható értéke:	$f_{ctm} := 2.9 \cdot \frac{N}{mm^2}$
Beton húzószilárdságának tervezési értéke:	$f_{ctd} := 1.4 \cdot \frac{N}{mm^2}$
A négyzet alakú alaptest oldalhossza:	$a := 2m$
Alaplemez vastagsága:	$v := 0.5m$
Kehelynyak vastagsága:	$v_{nyak} := 20cm$
A kehelynyak magassága:	$m_{nyak} := 75cm$
A csatlakozó négyzet alakú pillér oldalhossza:	$a_p := 30cm$
A kehelynyak szélessége:	$a_{nyak} := 2(v_{nyak} + 15cm) \dots = 1m$ + a_p

2. A mértékadó igénybevételek

Mértékadó nyomaték:	$M_{Ed} := 13.97 \cdot kN \cdot m$
Mértékadó nyíróerő:	$V_{Ed} := 7.21 \cdot kN$
Mértékadó függőleges erő:	$N_{Ed} := 96.63 \cdot kN$



3. Kehelynyak vizsgálata

3.1. A vízszintes kengyelek mennyiségének számítása

A kehelynyak keresztmetszeti területe:

$$A_{\text{kfal}} := a_{\text{nyak}} \cdot m_{\text{nyak}} = 0.75 \cdot \text{m}^2$$

A kehelynyak keresztmetszeti modulusa:

$$W_{\text{kfal}} := \frac{a_{\text{nyak}} \cdot m_{\text{nyak}}^2}{6} = 0.094 \cdot \text{m}^3$$

A kehelynyak falának tetejében alakuló feszültség:

$$\sigma_f := \frac{V_{\text{Ed}}}{A_{\text{kfal}}} + \frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{kfal}}} = 0.159 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha := 0.7$$

$$\alpha \cdot f_{\text{cd}} = 14 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_f < \alpha \cdot f_{\text{cd}} \quad \text{Megfelel!!}$$

A kehelynyak falának aljában alakuló feszültség:

$$\sigma_a := \frac{V_{\text{Ed}}}{A_{\text{kfal}}} - \frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{kfal}}} = -0.139 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Semleges tengely helye:

$$m_{\text{nyakf}} := \frac{m_{\text{nyak}} \cdot \sigma_f}{|\sigma_a| + \sigma_f} = 39.919 \cdot \text{cm}$$

Nyomott zóna eredője:

$$H_f := \frac{1}{2} \cdot a_{\text{nyak}} \cdot m_{\text{nyakf}} \cdot \sigma_f = 31.661 \cdot \text{kN}$$

Keresztirányú fal elméleti hossza:

$$b_{\text{eff}} := a_{\text{nyak}} + v_{\text{nyak}} = 120 \cdot \text{cm}$$

Keresztirányú falon működő megoszló erő:

$$q_b := \frac{H_f}{b_{\text{eff}}} = 26.384 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Helyettesítő kéttámaszú tartón keletkező nyomaték:

$$M_b := \frac{q_b \cdot b_{\text{eff}}^2}{8} = 4.749 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Zárt keret keresztfalának befogási és mezőnyomatékai, a külponos húzás miatt:

$$M_{\text{poz}} := \frac{2}{3} M_b = 3.166 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{neg}} := M_{\text{poz}} = 3.166 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Hajlítás ellenőrzése $\frac{2}{3} m_{\text{nyakf}}$ szélességű keresztmetszetben:

A betontakarás értéke: $c_{\text{nom}} := 40 \text{ mm}$

Tervezett betonacél átmérő: $\phi := 12 \text{ mm}$

A nyak dolgozómagassága:

$$d := v_{\text{nyak}} - c_{\text{nom}} - \phi - \frac{\phi}{2} = 142 \cdot \text{mm}$$

A beton nyomott zónájának magassága:

Given

$$x_c := 0 \cdot \text{mm}$$

$$x_c \cdot \left(\frac{2}{3} m_{\text{nyakf}} \right) \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right) = M_{\text{poz}}$$

$$x_c := \text{Find}(x_c) = 4.253 \cdot \text{mm}$$

Minimális vasalás mennyisége:

$$A_{\text{sszüks}} := \frac{x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{2}{3} m_{\text{nyakf}} \right)}{f_{yd}} = 52.036 \cdot \text{mm}^2$$

1 vas keresztmetszeti területe:

$$A_s := \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

Szükséges betonacélok száma:

$$n_{\text{sszüks}} := \frac{A_{\text{sszüks}}}{A_s} = 0.46$$

Alkalmazott betonacélok száma:

$$n_{\text{salk}} := \text{ceil}(n_{\text{sszüks}}) = 1$$

Alkalmazott betonacélmennyiség:

$$A_{\text{salk}} := n_{\text{salk}} \cdot A_{\text{S}} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

Minimális betonacél mennyisége:

$$A_{\text{C}} := 1\text{m} \cdot v_{\text{nyak}} = 200000 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{smin}} := 0.003 \cdot A_{\text{C}} = 600 \cdot \text{mm}^2$$

Szükséges betonacél száma:

$$n_{\text{szüks}} := \frac{A_{\text{smin}}}{A_{\text{S}}} = 5.305$$

Alkalmazott vízszintes betonacél mennyiség:

$$n_{\text{alk}} := 6$$

3.2. A nyírás ellenőrzése

Mértékadó nyíróerő értéke:

$$V_{\text{Edkfal}} := \frac{H_{\text{f}}}{2} = 15.831 \cdot \text{kN}$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d}{\text{mm}}}}, 2\right) = 2$$

$$b_{\text{w}} := \frac{2}{3} \cdot m_{\text{nyakf}} = 266.128 \cdot \text{mm}$$

Minimális vashányad:

$$\rho_1 := \min\left(\frac{A_{\text{salk}}}{b_{\text{w}} \cdot d}, 0.02\right) = 0.00299$$

$$v_{\text{min}} := 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot \left(f_{\text{ck}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.304$$

Beton nyírási ellenállása:

$$V_{Rdc} := \max \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\frac{N}{\text{mm}^2}} \right)^{\frac{1}{3}}, \nu_{\min} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 18.85 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Edkfal} = 15.831 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Edkfal} < V_{Rdc}$$

Nincs szükség nyírási vasalásra!!

3.3. Kehelyfal függőleges vasalása

A kehelynyak alsó felének magassága:

$$m_{nyaka} := m_{nyak} - m_{nyakf} = 35.081 \cdot \text{cm}$$

A kehelyfalra ható alsó és felső erő:

$$H_f = 31.661 \cdot \text{kN}$$

$$H_a := \frac{|\sigma_a| \cdot a_{nyak} \cdot m_{nyaka}}{2} = 24.451 \cdot \text{kN}$$

Nyomaték a befogásnál:

$$M_{Edf} := \frac{H_f}{2} \cdot \left(m_{nyak} - \frac{m_{nyakf}}{3} \right) - \frac{H_a}{2} \cdot \frac{m_{nyaka}}{3} = 8.337 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kétoldali vasalás karja:

$$z := a_{nyak} - 2 \cdot \frac{v_{nyak}}{2} = 80 \cdot \text{cm}$$

A szükséges vasalás mennyisége:

$$A_{sszüks} := \frac{M_{Edf}}{z \cdot f_{yd}} = 23.957 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_s := \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

Minimális betonacél mennyisége:

$$A_c := 1m \cdot v_{nyak} = 200000 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{smin} := 0.003 \cdot A_c = 600 \cdot \text{mm}^2$$

Szükséges betonacél száma:

$$n_{szüks} := \frac{A_{smin}}{A_s} = 5.305$$

Alkamazott vízszintes betonacél mennyiség:

$$n_{alk} := 6$$

4. Alaplemez vizsgálata

$$\text{Kehely önsúlya: } \gamma_C := 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$G_{kehely} := \gamma_C \cdot \left[v \cdot a^2 + m \cdot 4(a_{nyak} - v_{nyak}) \cdot v_{nyak} \right] = 66 \cdot \text{kN}$$

Teljes nyomaték a talplemez alján:

$$M_{Edt} := M_{Ed} + V_{Ed} \cdot (m_{nyak} + v) = 22.983 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Külpontosság:

$$e_{Ed} := \frac{M_{neg}}{\frac{H_f}{2}} = 200 \cdot \text{mm}$$

Talaj határfeszültsége: talajadatok hiányában, a lehető legkedvezőtlenebb értéket felvéve

Jel	A közepesen tömör szemcsés talaj megnevezése	Száraz vagy nyirkos	Nedves vagy igen nedves	Telített, talajvízszint alatti
		talajok határfeszültsége (-a), kN/m ²		
a	durva kavics és finom kavics	650-780	650-780	520-650
b	homokos kavics és iszapmentes kavics	580-780	580-780	450-600
c	közepes szemnagyságú homok	480-650	480-650	300-400
d	finom homok	300-400	300-400	200-250

$$\sigma_{th} := 200 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dolgozó lemezszélesség: a lemez négyzetes alakú

$$\frac{a}{6} = 333.333 \cdot \text{mm} > e_{Ed} = 200 \cdot \text{mm} \quad , \text{tehát az erő a belső magon belül hat.}$$

$$c := \frac{a}{2} - e_{Ed} = 0.8 \cdot \text{m}$$

$$2 \cdot c = 1.6 \text{ m}$$

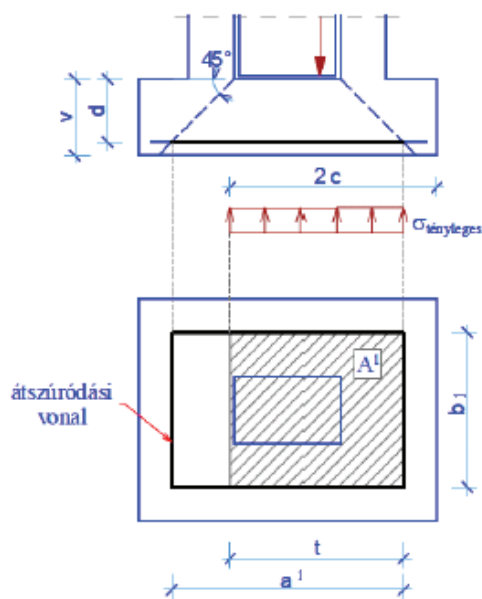
$$A_{\text{dolg}} := 2 \cdot c \cdot 2 \cdot c = 2.56 \text{ m}^2$$

Talajfeszültség ellenőrzése:

$$V_{Ed} := N_{Ed} + \gamma_G \cdot G_{\text{kehely}} = 185.73 \cdot \text{kN}$$

$$\sigma_t := \frac{V_{Ed}}{A_{\text{dolg}}} = 72.551 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{th}} = 200 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Megfelel!!}$$

Átszúródás ellenőrzése:



$$c_{\text{nom}} := 50 \text{ mm} \quad \phi_{\text{alap}} := 12 \text{ mm}$$

$$d_{\text{lem}} := v - c_{\text{nom}} - \frac{\phi_{\text{alap}}}{2} = 0.444 \text{ m}$$

$$a_1 := (a_{\text{nyak}} - 2 \cdot v_{\text{nyak}}) + 2 \cdot d_{\text{lem}} = 1.488 \text{ m}$$

$$b_1 := a_1$$

$$t := 2 \cdot c - \frac{a - a_1}{2} = 1.344 \text{ m}$$

$$A_1 := t \cdot b_1 = 2 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{\text{talaj}} := \sigma_t \cdot A_1 = 145.092 \cdot \text{kN}$$

Átszűrődési fajlagos nyíróerő: $\beta := 1.5$

$$v_{\text{Ed}} := \frac{V_{\text{Ed}} - \Delta V_{\text{talaj}}}{(2 \cdot a_1 + 2 \cdot b_1) \cdot d_{\text{lem}}} = 0.015 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{\text{lem}}}{\text{mm}}}}, 2 \right) = 1.671$$

$$\rho_1 := 0.02$$

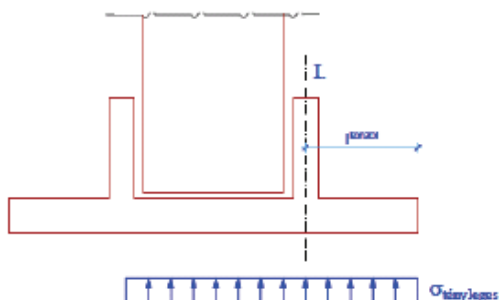
$$v_{\text{min}} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{\text{ck}}}{\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.414$$

$$v_{\text{Rdc}} := \max \left[v_{\text{min}}, \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho_1 \cdot \left(\frac{f_{\text{ck}}}{\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right) \right]^{\frac{1}{3}} \right] \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.785 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{\text{Rdc}} = 0.785 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > v_{\text{Ed}} = 0.015 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Megfelel, vagyis nem szükséges átszűrődési vasalás!!

Talplemez vasalásának meghatározása:



A lemezt, mint konzolos tartót vizsgáljuk:

$$l_{\text{konz}} := \frac{(a - 1\text{m})}{2} + \frac{V_{\text{nyak}}}{2} = 0.6\text{ m}$$

$$M_{\text{Edlem.neg}} := \frac{\sigma_t \cdot l_{\text{konz}}^2}{2} = 13.059 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

A vasalás meghatározása:

$$A_s := \frac{\phi_{\text{alap}}^2 \cdot \pi}{4} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

Given

$$x_c := 1\text{ cm}$$

$$M_{\text{Edlem.neg}} = x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{\text{lem}} - \frac{x_c}{2} \right) \quad \xi_{c0} = 0.49$$

$$x_c := \text{Find}(x_c) = 1.473 \cdot \text{mm} < x_{c0} := d \cdot \xi_{c0} = 69.58 \cdot \text{mm}$$

Folynak az acélbetétek!!

$$A_{s.\text{szüks}} := \frac{x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 67.727 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$s_{\text{szükséges}} := \frac{A_s}{A_{s.\text{szüks}}} = 1.67 \cdot \text{m}$$

$$n_{\text{szüks}} := \frac{a}{s_{\text{szükséges}}} = 1.198$$

$$n_{\text{alk}} := \max(2, \text{ceil}(n_{\text{szüks}})) = 2$$

Minimális vasmennyiség: $\rho_{\text{min}} := 0.0015$

$$A_{s.\text{min}} := \rho_{\text{min}} \cdot d_{\text{lem}} \cdot l_{\text{konz}} = 399.6 \cdot \text{mm}^2$$

Szükséges vasak száma:

$$n := \frac{A_{s.\text{min}}}{A_s} = 3.533$$

Alkalmazott vasak száma:

$$n_{\text{alk}} := 4$$

III. MELLÉKLET

1. Anyagjellemzők, és geometriai adatok

Alkalmazott betonminőség:	C30/37
A beton nyomószilárdságának karakterisztikus értéke:	$f_{ck} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
A beton nyomószilárdságának tervezési értéke:	$f_{cd} := 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
A beton húzószilárdságának tervezési értéke:	$f_{ctd} := 1.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
A betonacél folyáshatárának tervezési értéke:	$f_{yd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
A négyzet alakú pillér oldalhossza:	$a := 30\text{cm}$
A pillérben alkalmazott betontakarás:	$c := 25\text{mm}$
A pillér hossza:	$l := 4.4\text{m}$
A pillérben alkalmazott hosszvasak átmérője:	$\phi := 16\text{mm}$
A pillérekben alkalmazott kengyelek átmérője:	$\phi_k := 8\text{mm}$
A pillérekben alkalmazott betonacélok száma:	$n_\phi := 4$

2. A pillér teherbírási vonalának meghatározása

A pillérben elhelyezett betonacél felület:

$$A_s := n_\phi \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 8.042 \cdot \text{cm}^2$$

Maximális normálerő ellenállás 0 nyomaték mellett:

$$N_u := f_{cd} \cdot a^2 + A_s \cdot f_{yd} = 2149.848 \cdot \text{kN}$$

A betonacélok erőkarja:

$$z_1 := a - \left(c + \frac{\phi}{2} + \phi_k \right) \cdot 2 = 21.8 \cdot \text{cm}$$

Minimális nyomatéki ellenállás: (0 normálerő esetén)

$$M_s := \left(\frac{n\phi}{2} + 1 \right) \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \cdot f_{yd} \cdot z_1 = 57.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A keresztmetszet dolgozómagassága:

$$d := a - c - \frac{\phi}{2} - \phi_k = 259 \cdot \text{mm}$$

A nyomott zóna magassága: $\xi_{c0} := 0.49$

$$x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d = 126.91 \cdot \text{mm}$$

Maximális nyomatéki teherbírás mellett működő normálerő:

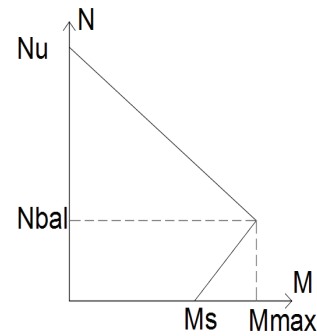
$$N_{\text{bal}} := f_{cd} \cdot a \cdot x_{c0} = 761.46 \cdot \text{kN}$$

Minimális és maximális nyomaték különbsége:

$$\Delta M := N_{\text{bal}} \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{x_{c0}}{2} \right) = 65.901 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Maximális nyomatéki ellenállás:

$$M_{Rd\text{max}} := M_s + \Delta M = 123.101 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



3. A pillérekben keletkező nyomatékok és normálerők

Az igénybevételeket az axis modell alapján számítom. A pillérek méretezése során három állapotot vizsgálok a pillér alsó illetve felső szakaszán. A maximális normálerő, a maximális nyomaték és a minimális normálerő állapotát.

A pillér alsó és felső szakaszához tartozó maximális igénybevételek táblázatos formában:

Maximális normálerő:	$N_{\text{max}} := 96.63 \text{ kN}$
Maximális normálerő mellett működő y irányú nyomaték:	$M_{yN\text{max}} := 6.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Minimális normálerő:	$N_{\text{min}} := 26.17 \text{ kN}$
Minimális normálerő mellett működő y irányú nyomaték:	$M_{yN\text{min}} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Maximális nyomaték mellett működő normálerő:	$N_{M\text{max}} := 48.32 \text{ kN}$
Nyomaték y tengely körül:	$M_{y\text{max}} := 13.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3.1. A pillérben kialakuló tervezési igénybevételek számítása

A pillér alsó szakaszának kihajlási hossz tényező $\nu := 0.7$

(Befogott-csuklós statikai vázat feltételezve, figyelmen kívül hagyva az alaptest elfordulásának lehetőségét)

A pillér kihajlási hossza: $l_0 := l \cdot \nu = 3.08 \text{ m}$

Az elsőrendű külpontosságok meghatározása:

Az elsőrendű külpontosságok a vizsgált esetekben mind változók. A következő táblázatban foglalom össze ezeket a külpontosságokat.

Az elsőrendű külpontosság meghatározásának képlete:

$$e_0 := \frac{M_i}{N_i}$$

A kezdeti külpontosságok a vizsgált esetekben:

Maximális nyomóerő esetén:

$$e_{0yN.max} := \frac{M_{yNmax}}{N_{max}} = 62.403 \cdot \text{mm}$$

Minimális nyomóerő esetén:

$$e_{0yN.min} := \frac{M_{yNmin}}{N_{min}} = 0 \cdot \text{mm}$$

Maximális nyomaték esetén:

$$e_{0yM.max} := \frac{M_{ymax}}{N_{Mmax}} = 289.114 \cdot \text{mm}$$

A kezdeti görbeségből származó külpontosság:

$$e_i := \frac{l_0}{400} = 7.7 \cdot \text{mm}$$

A másodrendű nyomatékból keletkező külpontosság:

$$\frac{l_0}{d} = 11.892$$

A külpontosság meghatározása interpolációval:

$$e_2 := \left[\left(\frac{0.395 - 0.355}{2} \right) \cdot 1.587 + 0.355 \right] \cdot d = 100.166 \cdot \text{mm}$$

A teljes külpontosságok az egyes esetekben:

Maximális normálerő esetén:

$$e_{yN.max} := e_{0yN.max} + e_1 + e_2 = 170.269 \cdot \text{mm}$$

Minimális normálerő esetén:

$$e_{yN.min} := e_{0yN.min} + e_1 + e_2 = 107.866 \cdot \text{mm}$$

Maximális nyomaték esetén:

$$e_{yM.max} := e_{0yM.max} + e_1 + e_2 = 396.98 \cdot \text{mm}$$

3.2. A tervezési nyomatékok

A tervezési nyomatékok az Axis modell alapján kapott nyomatékok növelve a külpontosságból származó nyomatékkal. Ezek a nyomatékok a különböző terhelési esetekre vonatkoznak.

A tervezési nyomaték számításának képlete:

$$M_{ii} := M_i + N_i \cdot e_i \quad (\text{ahol } i \text{ a tervezési helyzetet jelöli})$$

Maximális normálerő mellett:

$$M_{E dy.Nmax} := M_{yNmax} + N_{max} \cdot e_{yN.max} = 22.483 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Minimális normálerő mellett:

$$M_{E dy.Nmin} := M_{yNmin} + N_{min} \cdot e_{yN.min} = 2.823 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Maximális nyomaték mellett:

$$M_{E dy.Mmax} := M_{ymax} + N_{Mmax} \cdot e_{yM.max} = 33.152 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4. A pillérek ellenőrzése a számított igénybevételekre

Az egyes ellenállások számításának képlete amennyiben a keletkező normálerő kisebb mint N_{bal} :

$$M_{Rdi} := \frac{M_{Rdmax} - M_s}{N_{bal}} \cdot N_i + M_s$$

Az egyes ellenállások számításának képlete amennyiben a keletkező normálerő nagyobb mint N_{bal} :

$$M_{Rdi} := M_{Rdmax} - \frac{M_{Rdmax}}{N_u - N_{bal}} \cdot (N_i - N_{bal})$$

A tényleges teher minden esetben kisebb mint N_{bal} értéke, ezért minden vizsgált esetben az 1. képletet kell alkalmazni.

A pillér nyomatéki ellenállása az egyes esetekben az alkalmazott vasalással:

Maximális nyomóerő esetén:

$$M_{RdN.max} := \frac{M_{Rdmax} - M_s}{N_{bal}} \cdot N_{max} + M_s = 65.563 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdN.max} > M_{Edy.Nmax}$$

Minimális nyomóerő esetén:

$$M_{RdN.min} := \frac{M_{Rdmax} - M_s}{N_{bal}} \cdot N_{min} + M_s = 59.465 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdN.min} > M_{Edy.Nmin}$$

Maximális nyomaték esetén:

$$M_{RdM.max} := \frac{M_{Rdmax} - M_s}{N_{bal}} \cdot N_{Mmax} + M_s = 61.382 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdM.max} > M_{Edy.Mmax}$$

Tehát a pillér megfelel!

5. A pillérek ellenőrzése nyírásra

A pillérben keletkező maximális nyíróerő értéke: $V_{Ed} := 7.21 \text{ kN}$

5.1. A pillér nyírási ellenállása nyírási vasalás nélkül

Segédtegyező: $c := 0.347$

(a biztonság javára elhanyagolva az interpolálást)

A beton nyírási ellenállása: $V_{Rd.c} := c \cdot a \cdot d \cdot f_{ctd} = 37.747 \cdot \text{kN}$

$V_{Rd.c} > V_{Ed}$ Megfelel!!!

Nincs szükség méretezett nyírási vasalásra!

6. koncentrált erőbevezetések méretezése

A pillér oldalhossza:

$$a = 30 \cdot \text{cm}$$

A terhelés szélessége:

$$b := a$$

A maximális koncentráltan bevezetett erő:

$$F_{\max} := 98.15 \text{ kN}$$

A kengyelsűrítés hossza:

$$l_s := 0.6 \cdot a = 180 \cdot \text{mm}$$

A nyomott felület szélessége:

$$b := 15 \text{ cm}$$

Az erő, melyre a kiegészítő vasalást el kell helyezni:

$$T := \frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{b}{a}\right) \cdot F_{\max} = 12.269 \cdot \text{kN}$$

A kiegészítő vasalás mennyisége:

$$A_{\text{skieg.szük}} := \frac{T}{0.8 f_{yd}} = 0.353 \cdot \text{cm}^2$$

A kiegészítő vasalás mennyisége:

$$A_{\text{skieg.szüks}} := \frac{T}{f_{yd}} = 0.282 \cdot \text{cm}^2$$

Kiegészítő kengyelek átmérője:

$$\phi_{kk} := 8 \text{ mm}$$

Egy kengyel keresztmetszeti területe:

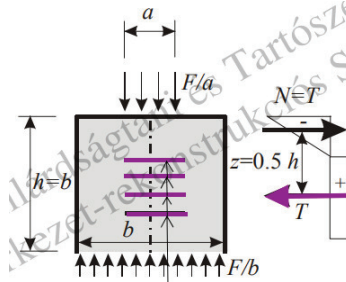
$$A_{s1} := 2 \cdot \frac{\phi_{kk}^2 \cdot \pi}{4} = 1.005 \cdot \text{cm}^2$$

Szükséges kengyelek száma:

$$n_{kkszüks} := \frac{A_{\text{skieg.szüks}}}{A_{s1}} = 0.281$$

Alkalmazott kiegészítő kengyelek száma:

$$n_{kkalk} := \text{ceil}(n_{kkszüks}) = 1$$



7. Minimális, és maximális vasalás ellenőrzése

Minimális hosszvas mennyisége:

$$A_{s.\min} := \max\left(\frac{0.1 N_{\max}}{f_{yd}}, 0.003 a^2\right) = 2.7 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s.\text{alk}} := n_{\phi} \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 8.042 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s.\text{alk}} > A_{s.\min} \text{ Megfele!!!}$$

Maximális hosszvas mennyisége:

$$A_{s.\max} := 0.04 \cdot a^2 = 36 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s.\max} > A_{s.\text{alk}} \quad \text{Megfelel!!!}$$

Minimális kenyelátmérő:

$$\phi_{k.\min} := \max\left(\frac{\phi}{4}, 6\text{mm}\right) = 6 \cdot \text{mm}$$

$$\phi_k = 8 \cdot \text{mm}$$

$$\phi_k > \phi_{k.\min} \quad \text{Megfelel!!!}$$

Maximális kenyeltávolság:

$$s_{k\min} := \min(15\phi, a, 400\text{mm}) = 240 \cdot \text{mm}$$

Mivel nem volt szükség külön nyírási vasalásra, ezért alkalmazott kenyeltávolságnak felveszem a minimális kenyeltávolságot 5cm-re kerek értékre, tehát 20 cm-re, melyet erősíték az erőbevezetések helyén a 6. pont alapján.

IV. Melléklet

1. Geometriai adatok

A csarnok oszloptávolsága (tengelytávolság):	$l_{cs} := 6\text{m}$
Az feltételezett gerenda adatai:	
A gerenda magassága:	$h_{ger1} := 50\text{cm}$
A gerenda szélessége:	$b_{ger1} := 30\text{cm}$
Az oszlop adatai:	
Az oszlop szélessége (négyzet keresztmetszetű oszlopot feltételezek):	$b_{oszlop} := 30\text{cm}$
A csarnok magassága:	$h_{csarnok} := 5\text{m}$
Az oszlop magassága (a befogástól mérve)	$h_{oszlop} := 4.4\text{m}$

2. Alkalmazott anyagok és jellemzőik

A gerendában alkalmazott anyag:	C30/37
A gerendában alkalmazott betonacél:	B500B
A beton nyomószilárdságának tervezési értéke:	$f_{ck} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
A beton húzószilárdságának várható értéke:	$f_{ctm} := 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
A beton térfogatsúlya:	$\gamma_{beton} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
A beton rugalmassági modulusa:	$E_{cm} := 33 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$
A betonacél folyáshatárának várható értéke:	$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
A betonacél rugalmassági modulusa:	$E_s := 200\text{GPa}$

3. A gerendát érő terhek

A terhek felvételeénél egyetlen rendkívüli hatást sem veszem figyelembe!

3.1 A gerenda terhei

Önsúly: $g_{\text{önsúly}} := h_{ger1} \cdot b_{ger1} \cdot \gamma_{beton} = 3.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Rétegrend:

A trapézlemez tömege:

$$g_{\text{réteg}} := 1.985 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hóteher:

A gerendára ható hóteher értéke:

$$s_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hasznos teher:

A gerendára jutó hasznos teher értéke:

$$q := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Szélteher:

A szélteher estében csak a szélnyomással számlunk.

A gerendára jutó szélteher értéke:

$$w_{\text{ger}} := 0.350 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

A gerenda terhe ULS határállapotban:

$$g_{\text{gerenda}} := 1.35g_{\text{önsúly}} + 1.35g_{\text{réteg}} + 1.5s_k + 1.5q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot w_{\text{ger}} = 18.557 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

A programban definiálandó teher értéke:

A gerenda terhe a programban:

$$g_{\text{gerenda.program}} := \frac{g_{\text{gerenda}}}{b_{\text{ger1}}} = 0.062 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

A gerenda lehajlásának értéke:

Mivel kizárólag karakterisztikus értékeket definiálok, ezért a lehajlás értékét is a kapott karakterisztikus terhekből számítom.

A gerenda inercianyomatéka:

$$I_{\text{ger}} := \frac{b_{\text{ger1}} \cdot h_{\text{ger1}}^3}{12} = 3.125 \times 10^5 \cdot \text{cm}^4$$

A gerenda lehajlása:

Csuklós-csuklós eset:

$$e_{\text{gercsuklós}} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{\text{gerenda}} \cdot l_{\text{cs}}^4}{E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{ger}}} = 3.037 \cdot \text{mm}$$

Befogott-befogott eset:

$$e_{\text{gerbefogott}} := \frac{1}{384} \cdot \frac{g_{\text{gerenda}} \cdot l_{\text{cs}}^4}{E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{ger}}} = 0.607 \cdot \text{mm}$$

4. A gerenda vasalásának meghatározása

4.1. A gerendában keletkező igénybevételek

A lehajlásvizsgálathoz tartozó megoszló teher:

$$q := 16.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Maximális nyomaték:

$$M_{Ed} := \frac{g_{gerenda} \cdot l_{cs}^2}{8} = 83.508 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Maximális nyíróerő:

$$V_{Ed} := \frac{g_{gerenda} \cdot l_{cs}}{2} = 55.672 \cdot \text{kN}$$

Maximális csavarónyomaték:

$$T_{Ed} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.2. Hosszvasalás meghatározása

A gerendában feltételezett hosszvas átmérő:

$$\phi := 20 \text{ mm}$$

A gerendában feltételezett kengyelátmérő:

$$\phi_k := 8 \text{ mm}$$

A gerendában alkalmazott betontakarás:

$$c_t := 25 \text{ mm}$$

A gerenda dolgozómagassága:

$$d := h_{ger1} - c_t - \phi_k - \frac{\phi}{2} = 457 \cdot \text{mm}$$

A nyomott zóna magasságának meghatározása:

Given

$$x_c := 0$$

$$M_{Ed} = b_{ger1} \cdot x_c \cdot f_{ck} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right)$$

$$x_c := \text{Find}(x_c) = 2.078 \cdot \text{cm}$$

A szükséges betonacél mennyiségének meghatározása:

$$A_{sszüks} := \frac{b_{ger1} \cdot x_c \cdot f_{ck}}{f_{yk}} = 373.96 \cdot \text{mm}^2$$

4.3 A minimális hosszvasalás meghatározása

Minimális vashányad:

$$\rho_{min} := 0.00151$$

$$A_{smin} := (b_{ger1} \cdot h_{ger1}) \cdot \rho_{min} = 226.5 \cdot \text{mm}^2$$

4.4 Betonacélok számának meghatározása

A minimális betonacélok száma:

$$n_{\min} := \frac{\max(A_{\text{sszüks}}, A_{\text{smin}}) \cdot 4}{\phi^2 \cdot \pi} = 1.19$$

Alkalmazott betonacélok száma:

$$n_{\text{alk}} := \text{ceil}(n_{\min}) = 2$$

A tényleges betonacél mennyiség:

$$A_{\text{salk}} := n_{\text{alk}} \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 628.319 \cdot \text{mm}^2$$

4.5 Maximális vas mennyiség

A maximális vasalás mennyisége:

$$A_{\text{s,max}} := 0.04 \cdot b_{\text{ger1}} \cdot h_{\text{ger1}} = 6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{maxvasell} := \begin{cases} \text{"Megfelel"} & \text{if } A_{\text{s,max}} > A_{\text{salk}} \\ \text{"Nem felel meg"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{maxvasell} = \text{"Megfelel"}$$

4.6 A keresztmetszet szélességének ellenőrzése

Alkalmazott maximális szemmagyság: $d_g := 16\text{mm}$

A betonacélok közötti minimális távolság:

$$a_{\min} := \max(\phi, 20\text{mm}, d_g + 5\text{mm}) = 21 \cdot \text{mm}$$

A szélesség ellenőrzése:

$$M := [b_{\text{ger1}} - 2c_t - 2\phi_k - n_{\text{alk}} \cdot \phi - (n_{\text{alk}} - 1) \cdot a_{\min}] = 173 \cdot \text{mm}$$

$$\text{szélességell} := \begin{cases} \text{"Megfelel"} & \text{if } M \geq 0 \\ \text{"Nem felel meg"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{szélességell} = \text{"Megfelel"}$$

4.7 A gerenda ellenőrzése nyírásra

Segédtényező:

$$c_s := 0.347 - \frac{0.316 - 0.296}{100} \cdot 3 = 0.346$$

Segédtényező:

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right) = 0.528$$

Maximális nyírási ellenállás:

$$z := 0.9d = 411.3 \cdot \text{mm}$$

$$V_{\text{Rd,max}} := 0.5 \cdot b_{\text{ger1}} \cdot z \cdot \nu \cdot f_{ck} = 977.249 \cdot \text{kN} \quad V_{\text{Ed}} = 55.672 \cdot \text{kN}$$

$$\text{bevasalhatóságell} := \begin{cases} \text{"Bevasalható"} & \text{if } V_{\text{Rd,max}} > V_{\text{Ed}} \\ \text{"Nem vasalható be"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{bevasalhatóságell} = \text{"Bevasalható"}$$

A beton által felvett nyíróerő:

$$V_{\text{Rd,c}} := c_s \cdot b_{\text{ger1}} \cdot d \cdot f_{ck} = 1.425 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Ed}} = 55.672 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Rd,c}} > V_{\text{Ed}}$$

$$V_{\text{Ed}} = 55.672 \cdot \text{kN}$$

$$\text{nyírásivasszükségessége} := \begin{cases} \text{"Szükség van nyírási vasalásra"} & \text{if } V_{\text{Rd,c}} < V_{\text{Ed}} \\ \text{"Nincs szükség nyírási vasalásra"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{nyírásivasszükségessége} = \text{"Nincs szükség nyírási vasalásra"}$$

4.8 minimális nyírási vasalás meghatározása

Minimális vashányad: $\rho_{\text{wmin}} := 0.001$

1 vas nyírt felülete:

$$A_{\text{sw1}} := \frac{\phi_k^2 \cdot \pi}{4} \cdot 2 = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$

Minimális vashányadhoz tartozó kengyeltávolság:

$$s_{\text{max}\rho} := \frac{A_{\text{sw1}}}{\rho_{\text{wmin}} \cdot b_{\text{ger1}}} = 33.51 \cdot \text{cm}$$

4.9 Maximális kengyeltávolság meghatározása

$$s_{\text{max}} := \min(s_{\text{maxp}}, 1.5 \cdot b_{\text{gerl}}, 300\text{mm}) = 30\text{-cm}$$

Alkalmazott kengyeltávolság:

$$s_{\text{alk}} := 30\text{cm}$$

4.10. A gerenda lehajlásvizsgálata

A kéttámaszú gerenda lehajlása:

$$e_{\text{tényl}} := e_{\text{gercsuklós}} = 3.037\text{-mm}$$

A megengedett lehajlás:

$$e_{\text{eng}} := \frac{l_{\text{cs}}}{300} = 20\text{-mm}$$

$$\text{lehajlásell} := \begin{cases} \text{"Megfelel"} & \text{if } e_{\text{tényl}} \leq e_{\text{eng}} \\ \text{"Nem felel meg"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{lehajlásell} = \text{"Megfelel"}$$

5. Tüske teherbírásának számítása

A tüske teherbírásának számítására több módszer ismert, ezen módszerek mindegyikével kiszámoljuk a teherbírást, és olyan keresztmetszetű tuskét alkalmazunk a modellekben, mely minden számításban megfelel.

5.1 Geometriai anyagok és anyagjellemzők

PVC cső átmérője:

$$\Phi_{\text{PVC}} := 50\text{mm}$$

A modellekben alkalmazott legkisebb saruhossz:

$$l_{\text{saru}} := 15\text{cm}$$

A modellekben alkalmazott saruszélesség:

$$b_{\text{saru}} := 30\text{cm}$$

A modellekben alkalmazott saru vastagság:

$$v_{\text{saru}} := 1\text{cm}$$

A kapcsolat keresztmetszeti területe:

$$A_f := l_{\text{saru}} \cdot b_{\text{saru}} = 450 \cdot \text{cm}^2$$

Tüske átmérője:

$$\Phi_{\text{tüske}} := 20\text{mm}$$

Tüske darabszáma:

$$n_{\text{tüske}} := 1$$

Tüske keresztmetszeti területe:

$$A_{\text{tüske}} := \frac{\Phi_{\text{tüske}}^2 \cdot \pi}{4} = 314.159 \cdot \text{mm}^2$$

Alkalmazott betonminőség:

C40/50

Beton nyomószilárdságának várható értéke:

$$f_{ck} := 40 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

A beton húzószilárdságának várható értéke:

$$f_{ctm} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Alkalmazott betonacél minőség:

B500B

5.2 MSZ 15022/4 ajánlása szerint

Felületeket egymástól eltávolító erőktől függő módosító tényező:

$$\beta := 1$$

Acélbetét tengelye és a csatlakozó felületek normálisa által bezárt szög előjeles értéke:

$$\delta := 0$$

Felülettől függő tényező:

$$\alpha_f := 0$$

Felülettől függő határteherbírás:

$$A_T := 0 \text{ cm}^2$$

$$T_{H1} := \min(f_{yk} \cdot A_T, 3 \cdot f_{ck} \cdot A_T) = 0 \cdot \text{kN}$$

Domi teherbírása:

$$T_{H2} := \frac{3}{2} \cdot \beta \cdot \left(1 + \frac{\delta}{90}\right) \cdot A_{\text{tüske}} \cdot \sqrt{f_{yk} \cdot f_{ck}} = 66.643 \cdot \text{kN}$$

Súrlódásból adódó teherbírás:

$$T_{H3} := V_{Ed} \cdot \alpha_f = 0$$

Kapcsolat teherbírása:

$$T_H := T_{H1} + T_{H2} + T_{H3} = 66.643 \cdot \text{kN}$$

$$T_H > V_{Ed} \quad V_{Ed} = 55.672 \cdot \text{kN} \quad \text{Megfelel!!}$$

5.3 MSZ EN 1992-1-3 szerint

Felület érdességétől függő tényező:

$$c := 0$$

Súrlódási együttható:

$$\mu := 0$$

Tervezett nyomóerő:

$$V_Z := 54.49 \text{ kN}$$

Tervezett nyíróerő:

$$V_{Ed} := 7.26 \text{ kN}$$

A csatlakozási felületre működő, nyíróerővel egyidejű legkisebb normálerő által okozott egységnyi felületre jutó feszültség:

$$\sigma_n := 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

A biztonság javára zérus értékűre veszem fel!

$$\rho := \frac{A_{\text{tüske}}}{A_f} = 6.981 \times 10^{-3}$$

Hosszirányú erők aránya:

$$\beta := 1$$

Együttdolgozó keresztmetszet belső karja:

$$z := 0.9 \cdot \Phi_{\text{tüske}} = 18 \cdot \text{mm}$$

Csatlakozási felületen fellépő nyírófeszültség értéke:

$$V_{Ed} := \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot l_{\text{saru}}} = 2.689 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nyírási teherbírás: ahol: $\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha) = 1$

$$V_{Rd} := c \cdot f_{ctm} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yk} = 3.491 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad \text{Megfelel!!!}$$

5.4 Dafstb szerint

Tüske keresztmetszeti tényezője:

$$W := \frac{\Phi_{\text{tüske}}^3 \cdot \pi}{32} = 785.398 \cdot \text{mm}^3$$

Súrlódás miatti csökkentő tényező:

$$f_{\mu} := 0.9$$

Tartós teher hatása a beton nyomószilárdságára:

$$\alpha := 0.85$$

Acél teherbírása:

$$V_{Rd.S} := f_{\mu} \cdot 1.25 \cdot f_{yk} \cdot \frac{W}{v_{\text{saru}} + \Phi_{\text{tüske}}} = 14.726 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.C} := \left[\frac{0.4 \cdot f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \cdot \left(\frac{\Phi_{\text{tüske}}}{\text{mm}} \right)^2}{333 + 12.2 \cdot \frac{v_{\text{saru}}}{\text{mm}}} \right] \text{kN} = 14.066 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd} := \min(V_{Rd.S}, V_{Rd.C}) = 14.066 \cdot \text{kN} \quad V_{Rd} > V_{Ed} \quad \text{Megfelel!!!}$$

5.5 FIB Bulletin ajánlása alapján

Tüske tiszta elnyíródás:

$$F_{vr} := \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot f_{yk} \cdot A_{tüske} = 90.69 \cdot \text{kN}$$

Tüske tönkremenetele erős alakváltozás miatt:

Beton teherbírását figyelembe vevő tényező:

$$\alpha_0 := 1$$

Excentricitási fok:

$$\varepsilon := 3 \cdot \frac{v_{saru}}{\Phi_{tüske}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} = 0.424$$

Külpontosságot figyelembe vevő együtható:

$$\alpha_e := \sqrt{1 + (\varepsilon \cdot \alpha_0)^2} - \varepsilon \cdot \alpha_0 = 0.662$$

$$F_{V,Rd} := \alpha_0 \cdot \alpha_e \cdot \Phi_{tüske} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} = 37.449 \cdot \text{kN}$$

$$F_{V,Rd} > V_{Ed} \quad \text{Megfelel!!!}$$

Látható a számításokból, hogy 20 mm átmérőjű kapcsolóelemet alkalmazva megfelel a kapcsolat a rá adódó terhekre.

6. Gerenda szimmetriatengelyében elhelyezett rugó merevségének számítása

A gerenda terhe: $q := \xi_{\text{gerenda}} = 18.557 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

A gerenda teljes terhe: $q_{\text{ger.teljes}} := q \cdot l_{\text{cs}} = 111.344 \cdot \text{kN}$

A gerenda lehajlása:
(korábbi Atena modellekből) $e_{\text{gerenda}} := 1.335 \text{mm}$

A gerendát helyettesítő rugómerevség: $K_{\text{g.rug}} := \frac{q_{\text{ger.teljes}}}{e_{\text{gerenda}}} = 8.34 \times 10^4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

A programban definiálandó rugómerevség: $K_{\text{prog}} := \frac{K_{\text{g.rug}}}{b_{\text{ger1}}} = 278.011 \cdot \text{MPa}$

7. Oszlopot helyettesítő rugó merevségének számítása

Az oszlop inercianyomatéka: $I_{\text{oszlop}} := \frac{b_{\text{oszlop}}^4}{12} = 6.75 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$

A helyettesítendő oszlop hossza: $h_{\text{h.oszlop}} := 3.85 \text{m}$

Az oszlopot helyettesítő rugómerevség: $K_{\text{o.rug}} := \frac{3 \cdot E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{oszlop}}}{h_{\text{h.oszlop}}^3} = 1.171 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

A programban definiálandó rugómerevség: $K_{\text{prog}} := \frac{K_{\text{o.rug}}}{b_{\text{oszlop}}} = 3.903 \cdot \text{MPa}$

Munka: Síkbeli vasbeton keretállás

Tervező: Bogár Blanka

AxisVM X5 R2d · Jogosult felhasználó: Blázsán Dániel
1.modell.axs

Dokumentáció

Oktatási változat

<i>Tétel</i>	<i>Oldal</i>
Geometria	3
Szelvények	3
Anyagok	3
Egyedi kombinációk teheresetenként	3
mértékadó x irányú eltolódás	4
mértékadó z irányú eltolódás	4
mértékadó normálerő az oszlopokban	5
mértékadó nyíróerő	5
mértékadó y irányú nyomaték	6

Oktatási változat

Munka: Síkbeli vasbeton keretállás

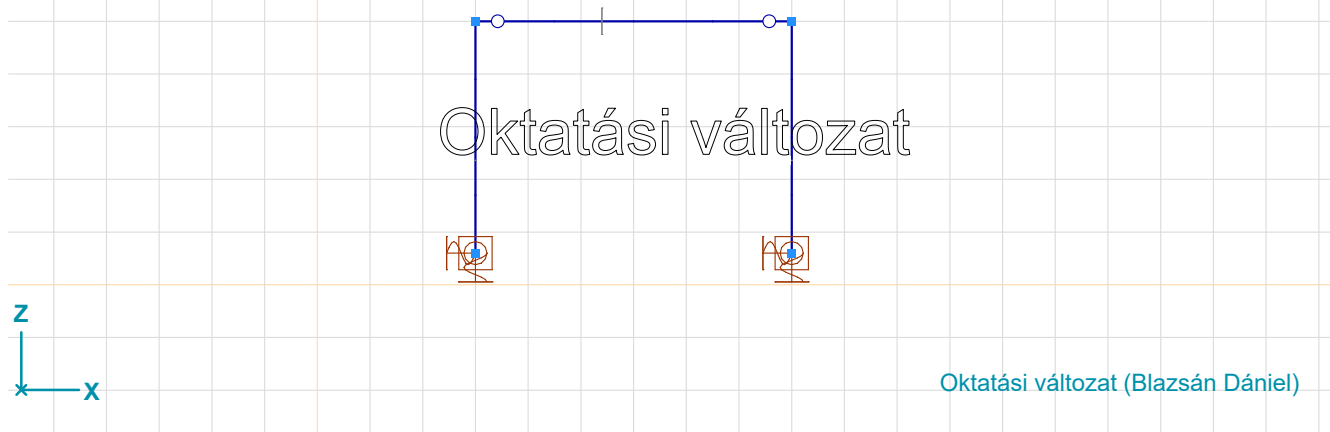
Tervező: Bogár Blanka

Modell: 1.modell.axs

2019. 10. 27.

3. oldal

Lineáris számítás	
Szabvány	Eurocode-H
Eset	önsúly
E (P)	7,13E-8
E (W)	7,13E-8
E (ER)	2,38E-11
Komp.	eX [mm]



Oktatási változat (Blázsán Dániel)

Geometria

Szelvények

	Név	Rajz	Alak	h [cm]	b [cm]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	H _y [cm]	H _z [cm]	y _G [cm]	z _G [cm]	Fp.
1	30x30		Tgl.	30,0	30,0	67500,0	67500,0	30,0	30,0	15,0	15,0	5
2	30x50		Tgl.	50,0	30,0	312500,0	112500,0	30,0	50,0	15,0	25,0	5

Név: Szelvéynév; Alak: Szelvényalak; h: Szelvéynymagasság; b: Szelvéynyszélesség; I_y, I_z: Hajlító inercia; H_y: Keresztmetszet befoglaló mérete y irányban;H_z: Keresztmetszet befoglaló mérete z irányban; y_G: Súlypont y koordinátája; z_G: Súlypont z koordinátája; Fp.: Feszültségpontok száma;**Anyagok**

	Név	Típus	Nemzeti szabvány	Anyagszabvány	Modell	E _x [kN/cm ²]	E _y [kN/cm ²]
1	C30/37	Beton	Eurocode-H	EN 206	Lineáris	3280	3280

	Név	ν	α _T [1/°C]	ρ [kg/m ³]
1	C30/37	0,20	1E-5	2500

Név: Anyag neve; Típus: Anyag típusa; Modell: Anyagmodell; E_x: Rugalmassági modulus lokális x irányban; E_y: Rugalmassági modulus lokális y irányban; ν: Poisson tényező;α_T: Hőtágulási együttható; ρ: Sűrűség;**Egyedi kombinációk teheresetenként**

	Név	Típus	önsúly (Állandó)	rétengred (Állandó)	gépészet (Állandó)	hasznos (Hasznos)	hó (Hó)	szélnyomás (Szél)	szélszívás (Szél)	Megjegyzés
1	1. Tk	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0	1,00	
2	2. Tk	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0	

Név: Teherkombináció neve; Típus: Teherkombináció típusa;

önsúly (Állandó), rétegrend (Állandó), gépészet (Állandó), hasznos (Hasznos), hó (Hó), szélnyomás (Szél), szélszívás (Szél): Szorzó;

Eredmények:

Munka: Síkbeli vasbeton keretállás

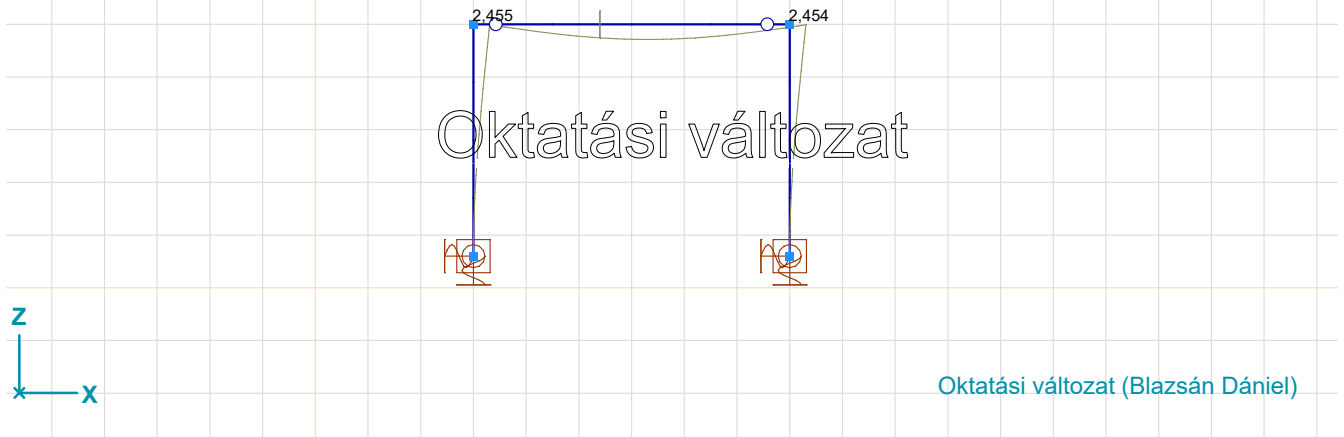
Tervező: Bogár Blanka

Modell: 1.modell.axs

2019. 10. 27.

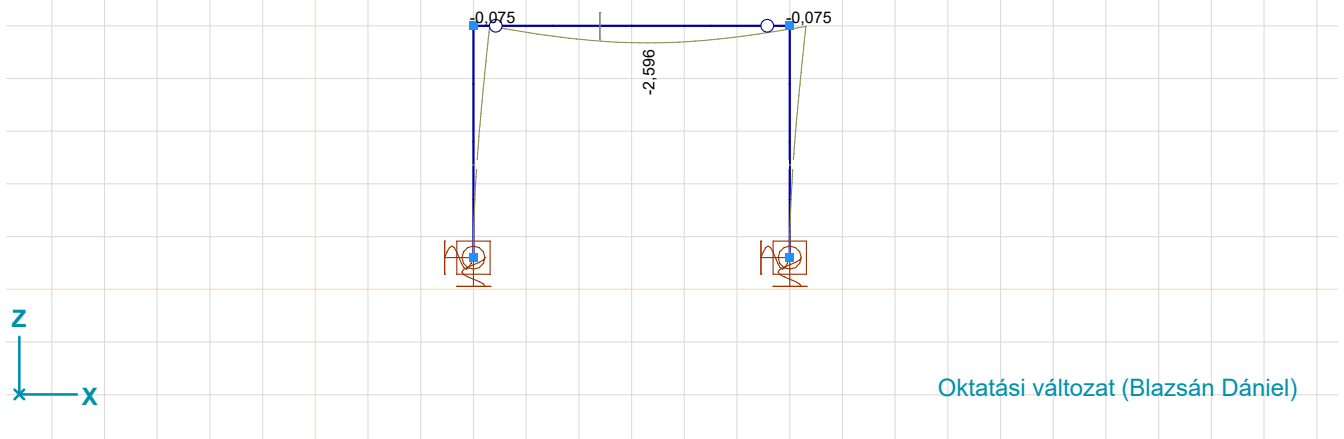
4. oldal

Lineáris számítás	
Szabvány	Eurocode-H
Eset	: 1. Tk
E (P)	: 7,13E-8
E (W)	: 7,13E-8
E (ER)	: 2,38E-11
Komp.	: eX [mm]



mértékadó x irányú eltolódás

Lineáris számítás	
Szabvány	Eurocode-H
Eset	: 2. Tk
E (P)	: 7,13E-8
E (W)	: 7,13E-8
E (ER)	: 2,38E-11
Komp.	: eZ [mm]



mértékadó z irányú eltolódás

Munka: Síkbeli vasbeton keretállás

Tervező: Bogár Blanka

Modell: 1.modell.axs

2019. 10. 27.

5. oldal

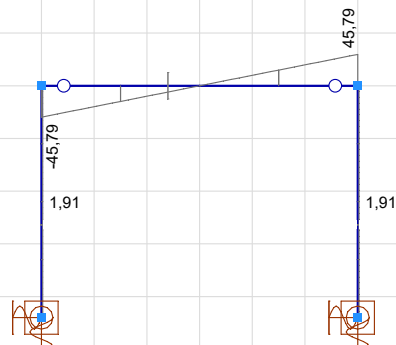
Lineáris számítás	
Szabvány	Eurocode-H
Eset	: 2. Tk
E (P)	: 7,13E-8
E (W)	: 7,13E-8
E (ER)	: 2,38E-11
Komp.	: Nx [kN]



Oktatási változat (Blázsán Dániel)

mértékadó normálerő az oszlopokban

Lineáris számítás	
Szabvány	Eurocode-H
Eset	: 2. Tk
E (P)	: 7,13E-8
E (W)	: 7,13E-8
E (ER)	: 2,38E-11
Komp.	: Vz [kN]



Oktatási változat (Blázsán Dániel)

mértékadó nyíróerő

Munka: Síkbeli vasbeton keretállás

Tervező: Bogár Blanka

Modell: 1.modell.axs

2019. 10. 27.

6. oldal

Lineáris számítás	
Szabvány	Eurocode-H
Eset	: 2. Tk
E (P)	: 7,13E-8
E (W)	: 7,13E-8
E (ER)	: 2,38E-11
Komp.	: My [kNm]

